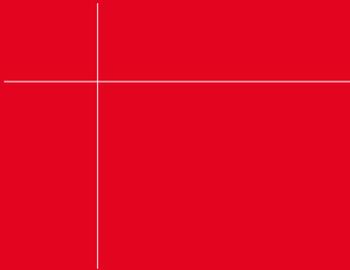
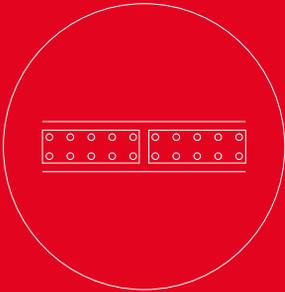
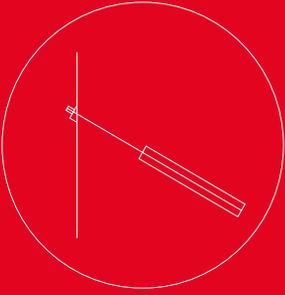
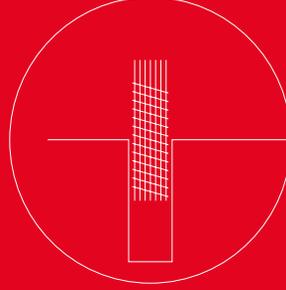


Guía técnica



GUÍA TÉCNICA

SOLETANCHE BACHY

INTRODUCCIÓN

La anterior edición de la guía técnica de Soletanche data de los años ochenta.

Desde hace tiempo los propietarios, contratistas y proyectistas nos reclaman una nueva edición de esta guía. Ciertamente, la mayoría de nuestras técnicas, así como los equipos, han experimentado una importante evolución.

Por otra parte, el desarrollo de determinados procedimientos - inyección sólida, inyección de compensación, soil mixing - requerían la redacción de nuevos apartados.

Por último, el uso generalizado de la electrónica han hecho evolucionar nuestros sistemas de control. Los expertos del grupo Soletanche Bachy han procedido a revisar totalmente el documento.

Por consiguiente, nos complace ofrecerles finalmente esta edición. La cual esperamos ocupe un lugar destacado en su biblioteca técnica.

Los autores

Índice

MUROS DE CONTENCIÓN	13
1. Definiciones	15
2. Los diferentes tipos de muros de contención	15
2.1. Pantallas discontinuas.....	15
2.2. Pantallas continuas.....	16
2.2.1. Muros pantalla	16
2.2.2. Pantallas de tablestacas y técnicas derivadas.....	16
2.2.3. Pantalla de lechada armada.....	17
2.2.4. Pantalla de SOIL MIXING: TRENCHMIX® y GEOMIX®.....	18
MURO PANTALLA	19
1. Definiciones	21
2. Herramientas de excavación	22
3. Controles y seguimiento de la ejecución	23
4. Campo de aplicación - Ventajas	23
5. Diseño Geotécnico	24
5.1. Determinación del empotramiento - Cálculo con el método de equilibrio límite.....	24
5.2. Estructuras que actúan como arcos.....	24
5.3. Consideración de la interacción suelo-estructura.....	25
5.4. Otras verificaciones.....	25
5.5. Aspectos estructurales.....	26
6. Variante del muro pantalla: la pantalla prefabricada	27
7. Algunas obras de referencia	28
SOIL MIXING	29
1. Principios	31
2. Campos de aplicación	31
3. Métodos de ejecución	32
3.1. Trincheras.....	32
3.1.1. GEOMIX®	32
3.1.2. TRENCHMIX®	33
3.2. Columnas	34
3.2.1. Columnas simples o múltiples.....	34
3.2.2. Procedimiento SPRINGSOL®	35
4. Controles	36
5. Ejemplos de aplicación	36

CIMENTACIONES PROFUNDAS 37

1. Definiciones 39

2. Campo de aplicación y métodos 39

2.1. Pilotes de desplazamiento 39

2.1.1. Principio 39

2.1.2. Pilotes de desplazamiento prefabricados 39

2.1.3. Pilotes de desplazamiento hormigonados in situ 40

2.1.4. Estudio preliminar de instalación por hinca 40

2.1.5. Seguimiento y control de la hinca 41

2.2. Pilotes perforados, incluidas las barretes 41

2.3. Micropilotes 43

3. Diseño 44

3.1. Determinación del empotramiento de los pilotes 44

3.2. Rozamiento negativo 44

3.3. Elevación del suelo 45

3.4. Determinación de la resistencia de los pilotes sometidos a esfuerzos laterales 45

3.5. Caso de los grupos de pilotes 45

3.6. Cálculo de la resistencia interna del pilote 45

3.7. Inestabilidad interna 46

3.8. Sismo 46

4. Controles 46

4.1. Controles durante la ejecución 46

4.2. Controles después de la ejecución 47

4.2.1. Controles no destructivos 47

4.2.2. Controles destructivos 47

4.2.3. Ensayos de carga 48

5. Algunas obras de referencia 48

5.1. Pilotes 48

5.2. Micropilotes 49

ANCLAJES 51

1. Definiciones 53

2. Campo de aplicación 54

3. Protección contra la corrosión 54

4. Instalación 55

5. Diseño 55

5.1. La sección de armadura (At) 56

5.2. La longitud del bulbo 56

5.3. La longitud libre 56

6. Capacidad de las armaduras 57

6.1. Tirantes con cables 57

6.2. Anclajes con barras 57

7. Los ensayos 58

8. Tesado según el método de los ciclos 58

9. Descripción del anclaje tipo TMM 59

10. Normativa 60

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO - ESTANQUEIDAD 63

1. Introducción 65

2. Diseño 65

2.1. Reconocimiento 65

2.2. Tipos de filtraciones 66

2.3. Elaboración del proyecto 67

2.4. Ejemplos de excavaciones profundas 67

2.4.1. Excavación en terreno arenoso 67

2.4.2. Excavación en terreno rocoso 68

2.4.3. Fondo de excavación en terreno consistente con horizonte más permeable en profundidad 69

2.5. Recepción y seguimiento 70

2.6. Comportamiento de la obra en servicio 71

3. Los efectos negativos de las filtraciones 71

3.1. Estabilidad de los fondos de excavación 71

3.2. Erosión regresiva 72

4. Dispositivos de abatimiento de nivel freático y de cortes hidráulicos 73

4.1. Abatimiento del nivel freático: campo de aplicación 73

4.2. Estanqueidad 75

5. Algunas obras de referencia 76

INYECCIONES 77

1. Principio 79

2. Campos de aplicación 79

3. Técnicas utilizadas 82

3.1. La perforación 82

3.2. Lechadas de inyección 83

3.3. La inyección de roca 84

3.4. La inyección de aluviones 84

3.5. Volumen de inyección 84

4. La cadena informática de inyección 85

JET GROUTING	89
1. Principio	91
2. Campos de aplicación	91
3. Técnicas utilizadas	92
4. Control	93
COMPACTACIÓN POR INYECCIÓN SÓLIDA	95
1. Principio	97
2. Campo de aplicación	97
3. Material de inyección	97
4. Parámetros de tratamiento	98
5. Controles	99
6. Medios de ejecución	99
7. Ejemplos de realización	100
MEJORA Y REFUERZO DE SUELOS	101
1. Principio - Campos de aplicación	103
2. Compactación dinámica	103
2.1. Realización de un tratamiento de compactación dinámica	104
3. Drenes verticales	105
3.1. Repaso teórico del fenómeno de consolidación	105
3.2. Instalación	106
4. Vibroflotación (vibrocompactación y columnas de grava)	107
4.1. Principios - Ámbitos de aplicación	107
4.2. Vibrocompactación	108
4.2.1. Principio	108
4.2.2. Efectos - Diseño	108
4.2.3. Aplicación	108
4.3. Columnas de grava	109
4.3.1. Principio	109
4.3.2. Efectos - Diseño	110
4.3.3. Método de homogeneización	110
4.3.4. Método de Priebe	110
4.3.5. Instalación	111
5. Inclusiones rígidas	113

5.1. Principio del método	113
5.2. Principio de diseño	113
5.3. Medios de ejecución	114
5.4. Ejemplos de aplicación	114
INYECCIONES DE COMPENSACIÓN	115
1. Principio	117
2. Campo de aplicación	117
3. Técnicas utilizadas	117
4. Referencias	118
CONGELACIÓN	121
1. Principio	123
2. Campos de aplicación	123
3. Técnicas utilizadas	124
4. Elaboración de un proyecto	125

MUROS DE CONTENCIÓN

1. Definiciones

Una pantalla de contención es una estructura esbelta que permite realizar una excavación vertical. Contrariamente a los muros de contención por gravedad, el peso de una pantalla tiene un papel secundario en su capacidad para equilibrar los empujes activos: una pantalla actúa como una yuxtaposición de vigas verticales sometidas al empuje activo del terreno, del agua y de las medianeras. Pueden arriostrarse mediante anclajes, puntales o elementos de la estructura que se realizarán bajo la protección de la pantalla.

El encastre de la pantalla bajo el fondo de la excavación, comúnmente denominado empotramiento, permite:

- movilizar el empuje pasivo del terreno necesario para el equilibrio,
- conferir a la pantalla una función eventual de fundación soportando cargas verticales,
- controlar los riesgos hidráulicos en el caso de pantallas continuas.

Se distingue entre:

- Pantallas continuas: muro pantalla, pantalla prefabricada, pantalla de tablestacas, pantalla de lechada armada, pilotes secantes, etc.
- Pantallas discontinuas: pantalla berlinesa, pantalla parisina, pantalla luteciana, pantalla moscovita, pilotes tangentes, etc.

Los elementos verticales que proveen la resistencia a la flexión de la estructura se instalan antes de proceder con la excavación; por lo tanto, no interfieren con las excavaciones de la obra.

La secuencia de ejecución debe considerar que los apoyos provisionales (y determinados apoyos definitivos), así como el revestimiento de las pantallas discontinuas, se realizan según progresa la excavación.

2. Los diferentes tipos de muros de contención

2.1. Pantallas discontinuas

Las pantallas discontinuas están compuestas por:

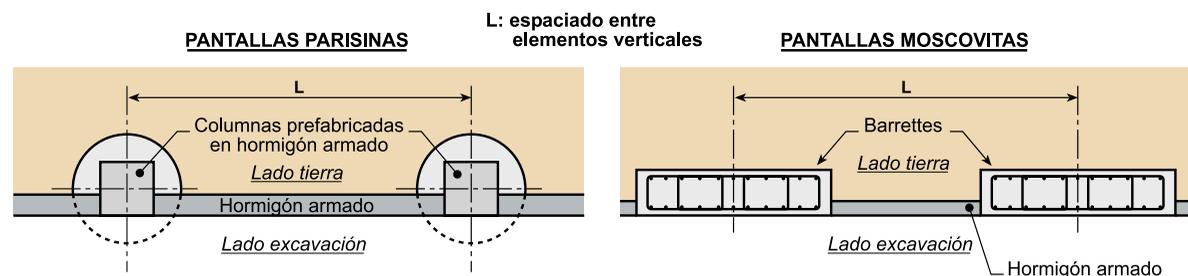
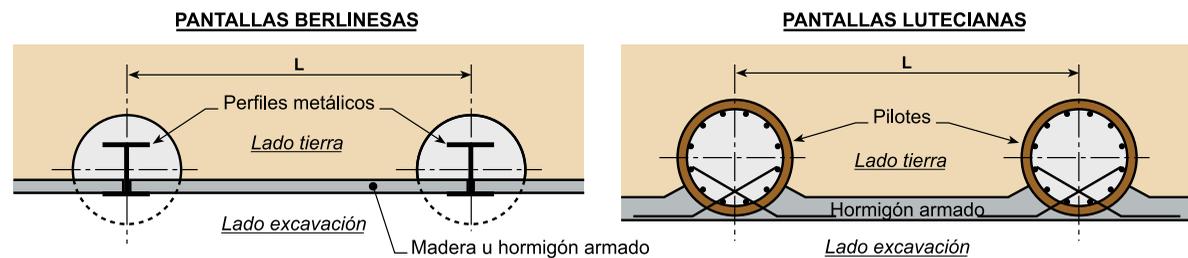
- elementos de cimentaciones profundas (pilotes, micropilotes, barrettes) regularmente espaciados, que constituyen la estructura rígida vertical. Estos elementos se instalan antes de proceder con la excavación,
- elementos de blindaje que retienen las tierras apoyándose sobre las estructuras rígidas verticales. Estos elementos se colocan en pasos sucesivos, descendiendo a medida que se realiza la excavación. El blindaje suele estar asociado a un dispositivo de drenaje.

Durante la fase provisional de excavación y blindaje entre los elementos estructurantes verticales esta técnica implica:

- que el terreno esté exento de alimentación de agua significativa,
- que el terreno sea lo suficientemente resistente para autosostenerse verticalmente antes de la colocación del blindaje y/o que éste último alcance la resistencia necesaria (ej.: hormigón proyectado).

La tabla siguiente sintetiza las diferentes técnicas derivadas:

Denominación	Elementos verticales	Blindaje
Pantalla berlinesa	Perfiles metálicos	Madera u hormigón proyectado o encofrado
Pantalla luteciana	Pilotes perforados	Hormigón proyectado o encofrado
Pantalla parisina	Pilotes prefabricados	Hormigón proyectado o encofrado
Pantalla moscovita	Barrettes (elementos de muro pantalla)	Hormigón proyectado o encofrado



MÓNACO - Minerve



FRANCIA - Sèvres

2.2. Pantallas continuas

2.2.1. Muros pantalla

Véase el apartado sobre muros pantalla.

2.2.2. Pantallas de tablestacas y técnicas derivadas

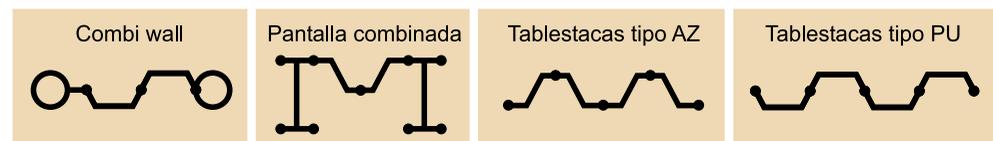
Estas pantallas están constituidas por tablestacas metálicas unidas por sus enganches longitudinales verticales.

En función del terreno y del entorno, pueden colocarse mediante:

- hincas con martillo
- hincas con gato
- perforación

Las vibraciones inducidas por la hincas con martillo y la perforación limitan significativamente su utilización en medios urbanos, excepto que se recurra a procedimientos especiales de perforación estática.

Puede procederse a la descompresión del terreno mediante perforación previa para facilitar la colocación de las tablestacas.



También es posible, en caso de terreno duro, colocar una pantalla de tablestacas en una trinchera de lechada de bentonita-cemento excavada con cuchara (véase el apartado «Pantalla de lechada armada»).

Las pantallas pueden estar formadas por tablestacas laminadas en caliente (tipo PU, por ejemplo) o perfiladas en frío.

Pueden colocarse pantallas combinadas, formadas por perfiles tipo H y tablestacas. También pueden realizarse estructuras de tipo gaviones circulares o rectangulares en tablestacas.

Las uniones entre tablestacas son en general permeables y en ciertos casos pueden requerir tratamientos específicos de los enganches.



URUGUAY - M'Boicua



FRANCIA - Port 2000

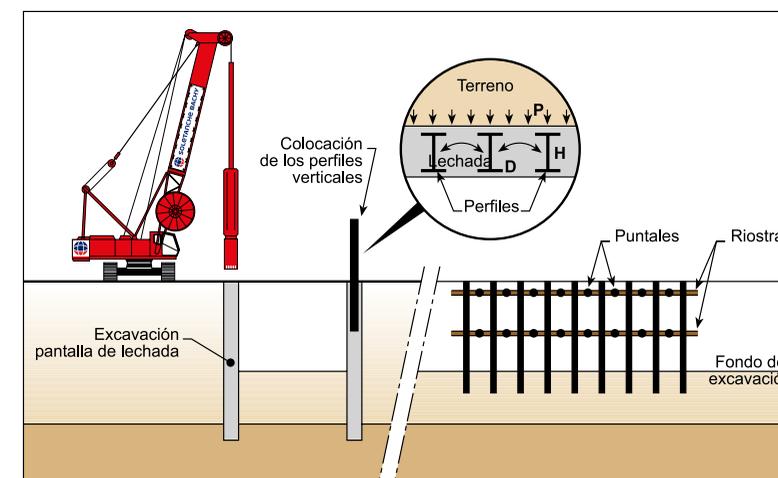
2.2.3. Pantalla de lechada armada

Se trata de una técnica intermedia entre la de la pantalla berlinesa y la del muro pantalla. La excavación se realiza con la ayuda de una herramienta de tipo cuchara utilizada para los muros pantalla, bajo la protección de una lechada de bentonita-cemento. En la lechada fresca se colocan perfiles verticales o tablestacas.

En el caso de los perfiles verticales, la lechada transmite, por movilización de efecto de arco/bóveda, el empuje activo de las tierras y del agua a los perfiles, los cuales equilibran dicha sollicitación mediante flexión del eje horizontal.

En el caso de las tablestacas, el funcionamiento es el de una pantalla continua clásica.

Este tipo de contención es temporal.





ESLOVAQUIA - Zilina



ALEMANIA - Leipzig Burgplatz

MURO PANTALLA

2.2.4. Pantalla de SOIL MIXING: TRENCHMIX® y GEOMIX®

Estas técnicas permiten mezclar in situ el suelo con un ligante. Esta mezcla puede estar armada con perfiles metálicos. Véase el apartado «SOIL MIXING».



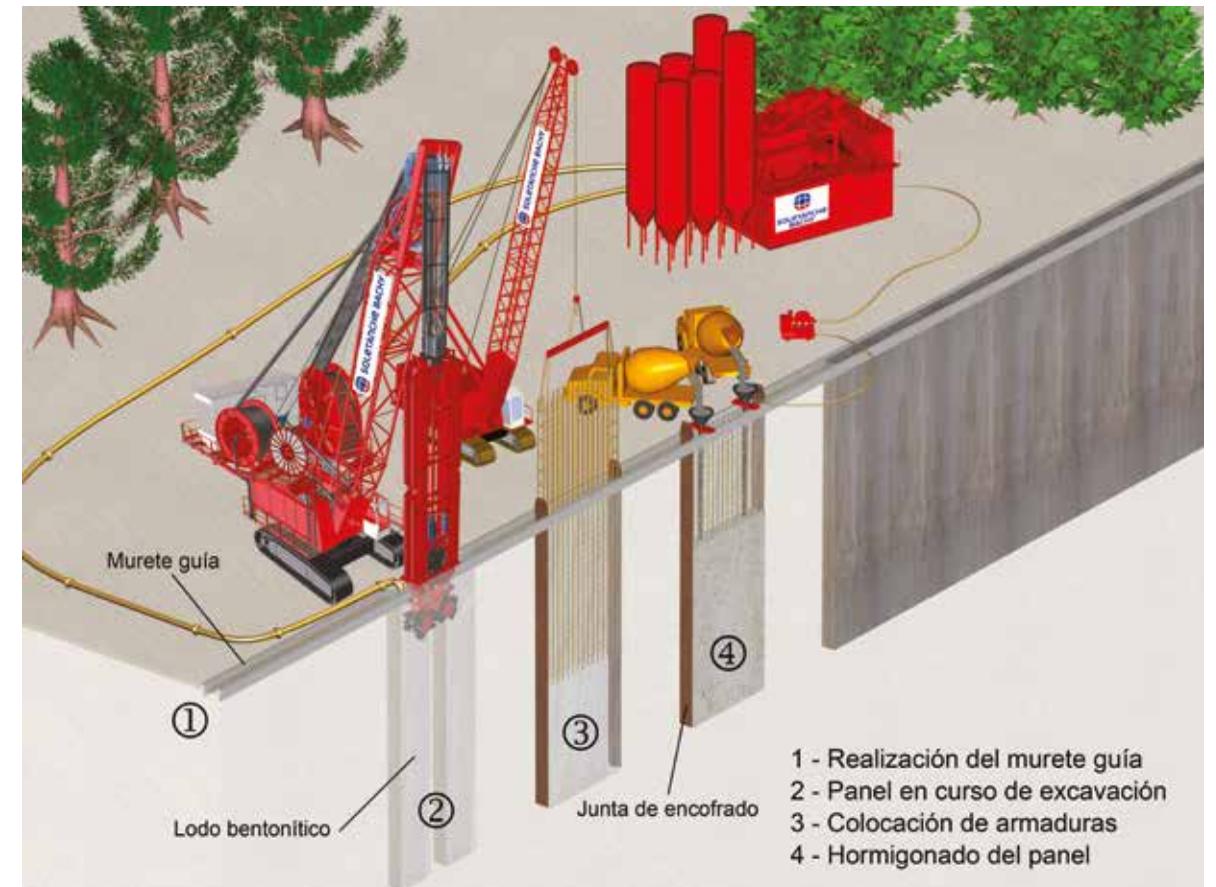
GEOMIX®



TRENCHMIX®

1. Definiciones

Un muro pantalla es una pantalla de hormigón armado colado en el suelo. La estabilidad de la trinchera durante las operaciones de perforación, armadura y hormigonado se consigue con un lodo de perforación. El lodo se fabrica con bentonita formando sobre las paredes de la excavación una capa estanca («cake») que permite al fluido de perforación no percolar en el terreno y asegura la presión hidrostática que asegura la estabilidad de la trinchera abierta. También puede emplearse un lodo fabricado con polímeros.



La primera estructura que se realiza es el murete guía. Este, está formado por dos muretes paralelos de hormigón armado de aproximadamente 30 cm de ancho los cuales permiten:

- realizar el muro pantalla definiendo su trazado con precisión,
- guiar la herramienta de perforación,
- asegurar una reserva de lodo de perforación,
- colocar las jaulas de armaduras.

Para asegurar la estabilidad de la trinchera durante los trabajos, la perforación se realiza mediante paneles de

longitud limitada, del orden de 7 m, variable según el tipo de suelo y el entorno.

En presencia de medianeras, la distancia mínima entre la cara interna de la medianera, incluidos sus cimientos, y la cara externa del muro pantalla a realizar es igual al espesor del murete guía.

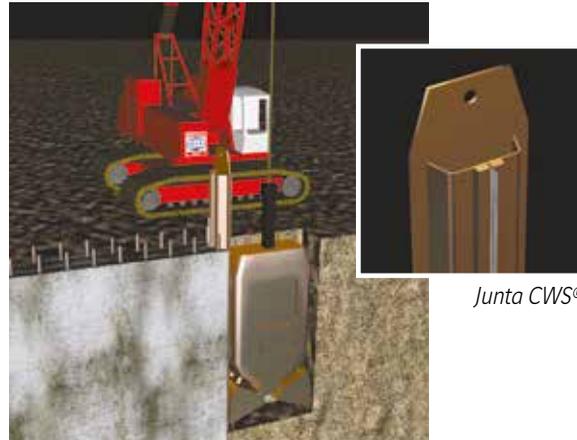
Una vez efectuada la excavación de un panel, la jaula de armadura se coloca en la trinchera llena de lodo previamente tratado para limitar las partículas de terreno en suspensión.

A continuación se lleva a cabo el hormigonado con la ayuda de un tubo tremie.

La junta entre paneles adyacentes puede hacerse:

- mediante utilización de un encofrado metálico provisional (junta CWS®), el cual permite la colocación de una junta de estanqueidad entre los paneles y el guiado de la herramienta de excavación,
- «reperforando» el panel realizado en la primera fase en el caso de perforación con HIDROFRESA®.

Los espesores clásicos de muro pantalla son 0,50 m, 0,60 m, 0,80 m, 1,00 m, 1,20 m, 1,50 m y 1,80 m.



Junta CWS®

2. Herramientas de excavación

Las grandes familias de herramientas son:

Cucharas de cables y las cucharas hidráulicas

Es la principal herramienta utilizada. Accionada mecánicamente por cables, ha sido el tipo de equipo original empleado en la construcción de muros diafragma. En caso de terrenos muy resistentes, es necesario pre-perforarlos con otras herramientas (trépano, etc). Las cucharas hidráulicas ofrecen la potencia y la flexibilidad de la energía hidráulica. Además, se trata de un tipo de equipo con servomando e instrumentado, lo cual permite un control continuo de la verticalidad y su corrección en caso de que sea necesario.



HIDROFRESA®

La HIDROFESA® está compuesta por dos tambores cilíndricos de eje horizontal provistos de dientes que giran en sentido opuesto. El terreno perforado es triturado y llevado a la superficie por circulación inversa del fluido de perforación. Esta herramienta permite excavar terrenos duros (hasta una resistencia a la compresión de 80 MPa) sin necesidad de recurrir a la pre-perforación.



Magnitud de desviación: sin precauciones específicas, la desviación de la herramienta de perforación es del orden del 1% de la altura excavada. En ciertos casos puede reducirse hasta el 0,3% tomando determinadas precauciones específicas tales como:

- utilización de la electrónica instalada para medir de manera continua la trayectoria en tres dimensiones, corrección de la desviación,
- cadencias de ejecución reducidas.



3. Controles y seguimiento de la ejecución

Ejecución del muro pantalla

Cada etapa de la realización de un muro pantalla es delicada y condiciona la calidad de la obra terminada.

Excavación: los equipos (cucharas e HIDROFRESA®) permiten medir en tiempo real las desviaciones de la herramienta y, si corresponde, corregirlas (véase el apartado 2.2 «Cimentaciones profundas»). El programa JOE2000 permite tratar los datos informáticos generados por los sistemas de adquisición instalados en los equipos.

Una vez finalizada la excavación, es posible controlar la geometría de la trinchera a través de medición ultrasónica.

Hormigonado: durante la excavación y antes del hormigonado, se procede al control de las propiedades fisicoquímicas del lodo. Durante el hormigonado, se realiza una curva de hormigonado para detectar eventuales



Cabina de mando de Hidrofresa® con ENPAFRAISE

subvolúmenes y se procede a la toma de muestras de hormigón para compresión.

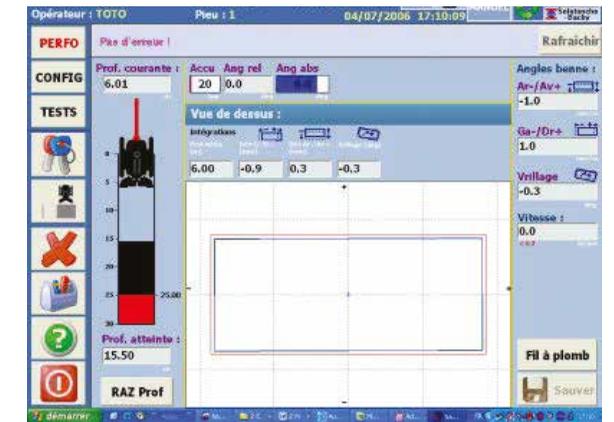
La calidad del hormigón puede controlarse in situ mediante auscultación sónica.

Ejecución de la excavación bajo la protección del muro pantalla

Cuando se requiere la utilización de instrumentación, pueden instalarse:

- inclinómetros en el muro pantalla,
- extensómetros y células de asiento en el macizo de tierra contenida,
- puntos para mediciones topográficas materializados en el muro pantalla y en los inmuebles circundantes.

Es necesario establecer un programa de seguimiento para cada fase de trabajo. Este dispositivo puede utilizarse en el marco del método de observación.



Pantalla del SAKSO mostrando las posiciones teórica y real de la cuchara

4. Campo de aplicación - Ventajas

El muro pantalla está perfectamente adaptado a la presencia de agua en el suelo.

Contrariamente a las pantallas berlinesas, la totalidad del muro se realiza antes de la excavación, lo que simplifica significativamente la secuencia de las excavaciones.

El muro pantalla hecho con hormigón armado puede tener un uso provisorio o permanente; en el primer caso, estará integrado en la obra definitiva.

Debido a su fuerte inercia, un muro pantalla es mucho menos deformable que una pantalla berlinesa o que una pantalla de tablestacas, lo cual resulta fundamental en la ejecución de una estructura de retención en un lugar urbano.

Un muro pantalla, además de su papel de retención, puede asegurar otras funciones, a saber:

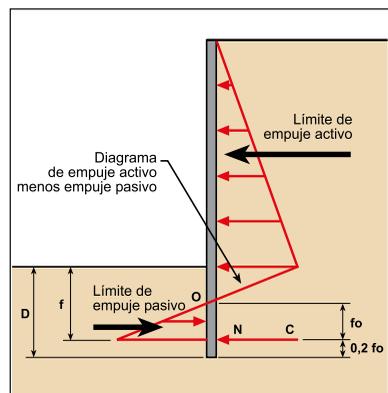
- de cimentación,
- de estanqueidad.

5. Diseño Geotécnico

5.1. Determinación del empotramiento - Cálculo con el método de equilibrio límite

El empotramiento de una pantalla de contención se determina habitualmente realizando un cálculo con el método de equilibrio límite, adoptando un comportamiento rígido-plástico de los suelos.

El empotramiento se determina asignando al empuje pasivo del suelo un coeficiente reductor del orden de 1,5 a 2,0.



< Pantalla autoestable o pantalla en voladizo

El equilibrio de la pantalla requiere la movilización del contraempuje pasivo C. Las presiones que se ejercen sobre la pantalla por encima del punto N son las presiones límite de empuje activo del lado tierra y empuje pasivo límite del lado excavación, a las que se asigna el coeficiente de seguridad requerido.

Las ecuaciones de equilibrio de los momentos y de los esfuerzos horizontales permiten determinar los valores desconocidos:

- el contraempuje pasivo C
- la longitud ON denominada «fo»

Se supone que el contraempuje pasivo se distribuye sobre 0,2 fo a uno y otro lado de N.

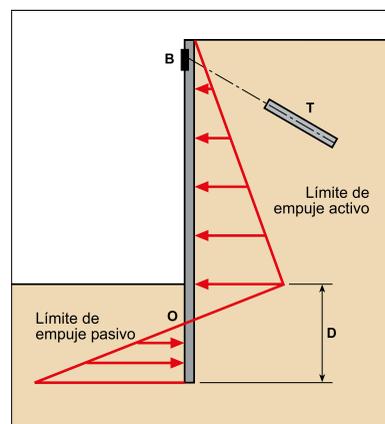
El empotramiento de la pantalla D es entonces igual a $f + 0,2 fo$

Pantalla con un nivel de arrastramiento >

La ecuación de equilibrio de los momentos en relación con el punto B (punto de aplicación del tirante o del puntal sobre la pantalla) permite determinar el empotramiento D habiendo asignado los términos de empuje pasivo del coeficiente de seguridad requerido.

La ecuación de equilibrio de las fuerzas exteriores aplicadas sobre la pantalla permite determinar el esfuerzo resultante T en el tirante o el puntal (entonces el cálculo se realiza sin reducción del empuje pasivo).

Es necesario remitirse a los documentos siguientes:
 Eurocódigo 7: justificación de las obras geotécnicas y su anexo nacional.
 Norma NF 94-282: cálculo de las pantallas de retención.



5.2. Estructuras que actúan como arcos

Determinadas estructuras o partes de estructuras son de forma circular: estanque de tormentas, pozos de acceso de tuneladoras.

Actúan como una sucesión de arcos horizontales sometidos al empuje activo de las tierras y del agua. Conviene asegurarse que el esfuerzo de compresión del hormigón que constituye estos arcos sea admisible.

El trabajo en arcos de compresión de la estructura generalmente elimina la necesidad de colocar apoyos

intermedios. El empotramiento puede determinarse según las verificaciones expuestas anteriormente: levantamiento del fondo de la excavación, aspectos hidráulicos, capacidad de carga.

Deben estudiarse las perturbaciones del funcionamiento en anillo que podrían acarrear eventuales aberturas en la pantalla (galería de acceso, por ejemplo) o bien cargas asimétricas.

5.3. Consideración de la interacción suelo-estructura

Una vez determinado el empotramiento de la pantalla, se realiza un cálculo teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura. Este cálculo permite:

- determinar las solicitaciones en la pantalla y sus soportes,
- estimar la magnitud de las deformaciones de la pantalla.

Es posible entonces:

- verificar el espesor necesario de la pantalla y calcular su armadura,
- verificar la resistencia de los soportes.

Generalmente se utiliza:

- El cálculo con el coeficiente de reacción en los casos habituales. Este método consiste en modelizar el suelo como una sucesión de resortes elasto-plásticos, independientes unos de otros.
- El cálculo con elementos finitos, cuando la configuración geométrica del emplazamiento es compleja, por ejemplo:
 - obras situadas en una pendiente,
 - interacción entre obras existentes cercanas.

5.4. Otras verificaciones

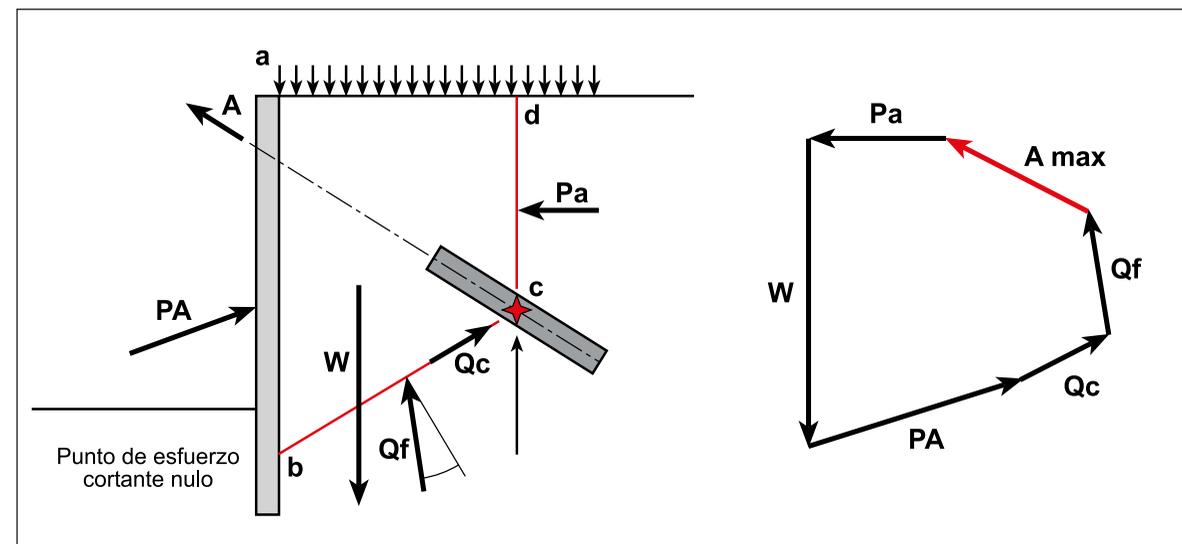
Estabilidad general

Es necesario asegurarse de la estabilidad general del emplazamiento (pantallas, soportes y entorno), en particular en caso de:

- contención efectuada en una pendiente,
- sobrecargas importantes que pesan sobre el macizo contenido.

Estabilidad del macizo de anclaje de los tirantes pretensados

La zona de sellado del tirante debe estar suficientemente alejada de la pantalla de manera tal que quede fuera de la cuña potencial de deslizamiento. La estabilidad de la masa de suelo se verifica utilizando el método de Kranz.



- A:** reacción de anclaje
- PA:** reacción de la pantalla sobre [a b]
- Pa:** empuje activo sobre [c d]
- W:** peso del macizo [abcd]
- Qf:** reacción sobre [b c] debida al rozamiento
- Qc:** reacción sobre [b c] debida a la cohesión

Se calcula gráficamente A máx, mayor esfuerzo de anclaje compatible con el equilibrio del macizo.

F: coeficiente de seguridad = $A \text{ máx.} / A$ del orden de 1,5

Levantamiento del fondo de la excavación

La estabilidad del fondo de la excavación debe ser verificada respecto del levantamiento por punzonamiento del terreno debajo de la base de la pantalla (lado tierra), asociado a una elevación del fondo de excavación (lado excavado).

Capacidad de carga

En principio, esta verificación solo debe efectuarse en el caso de que una estructura esté sometida a cargas verticales importantes, por ejemplo:

- pantalla sostenida mediante tirantes de anclaje de gran capacidad muy inclinados,

- pantalla que soporta las cargas verticales de la superestructura.

Aspectos hidráulicos

En presencia de nivel freática, conviene tener en cuenta o tomar precauciones ante los siguientes fenómenos:

- efectos eventuales de las escorrentías: disminución del empuje pasivo, deslizamiento de tierra, erosión regresiva,
- impacto de los trabajos y de la obra sobre el entorno: descenso exterior del nivel de agua, efecto represa,
- estabilidad general de la estructura.

5.5. Aspectos estructurales

Magnitud de los momentos resistentes a los ELS (no perjudicial)

Espesor	Momentos «habituales»	Sección de acero tensado asociada
0,50 m	300 kNm/m	30 cm ² /m
0,60 m	600 kNm/m	37 cm ² /m
0,80 m	1 200 kNm/m	52 cm ² /m
1 m	1 800 kNm/m	67 cm ² /m
1,20 m	2 600 kNm/m	82 cm ² /m
1,50 m	4 000 kNm/m	105 cm ² /m
1,80 m	7 000 kNm/m	150 cm ² /m

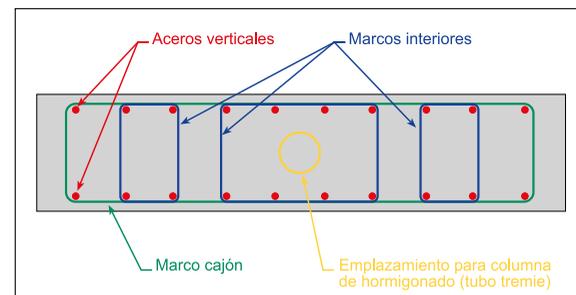
Acero feE500, compresión del hormigón limitada a 12 MPa

Armadura - disposiciones constructivas

Una jaula de armadura de muro pantalla está constituida por los siguientes elementos:

- Aceros estructurales:
 - refuerzos verticales y eventualmente tirantes verticales, resistentes a los momentos,
 - aceros horizontales resistentes a los esfuerzos cortantes.

- Eventuales aceros en espera para la conexión con la obra definitiva.
- Reservas eventuales para tirantes de anclaje.
- Aceros necesarios para la colocación de:
 - asas de izado,
 - asas de posicionamiento,
 - perfiles de refuerzo.



Puesto que el hormigonado se efectúa desde la base, debajo del lodo, por medio de un tubo tremie, en el diseño del muro pantalla es necesario tener en cuenta las disposiciones constructivas de la norma EN1538, en particular:

- El hormigón utilizado debe ser muy fluido (asentamiento del cono de Abrams del orden de 20 cm) y tiene que mantener sus propiedades reológicas durante varias horas.

Suelen para ello añadirse aditivos.

- Es necesario:
 - dejar al menos 10 cm de espacio entre los aceros para asegurar condiciones de hormigonado correctas.
 - disponer en la jaula uno o varios emplazamientos para situar la columna de hormigonado.

Aspectos reglamentarios: principales textos de referencia

Eurocódigo 2: cálculos de las estructuras de hormigón y su anexo nacional.

Eurocódigo 7: justificación de las obras geotécnicas y su anexo nacional.

Norma NF P 94-282: cálculo de las obras de contención.

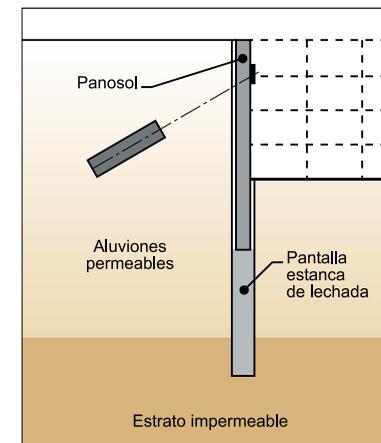
Norma EN 1538: ejecución de las obras geotécnicas: pantallas de lechada.

6. Variante del muro pantalla: la pantalla prefabricada

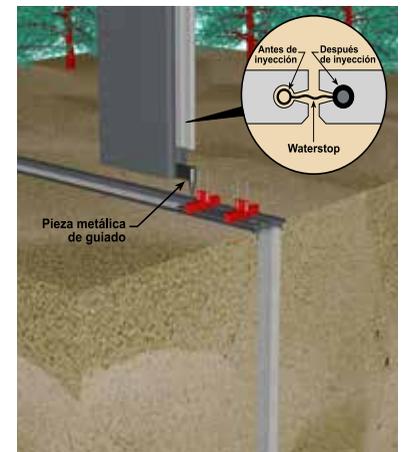
En lugar de proceder a hormigonar en una trinchera, en la misma se colocan elementos prefabricados ya sea in situ o en taller. Esos elementos son de hormigón armado.

En estos casos el fluido de perforación es una lechada de bentonita-cemento, que asegura el sellado del elemento prefabricado al terreno.

Este procedimiento permite dissociar las funciones de contención (elemento de hormigón armado prefabricado) y estanqueidad (empotramiento de lechada de bentonita-cemento).



Es posible insertar entre los elementos una junta de estanqueidad inyectable. La utilización de la pantalla prefabricada sólo está limitada por la capacidad de los equipos de izado que se empleen.



7. Algunas obras de referencia



FRANCIA - Le Havre - Port 2000 - 1,5 km de muelle de muro pantalla



ESPAÑA - Valencia - Corte Inglés - Muro pantalla de 54 m de profundidad



POLONIA - Varsovia - Prosta Center - 3.600 m² de muro pantalla de 0,60 m de espesor



ESPAÑA - Madrid - Palacio Municipal del Hielo - 6.400 m² de muro pantalla



SINGAPUR - The Sail@ Marina Bay - 6.800 m² de muro pantalla multicelular



FRANCIA - Floirac - Muro pantalla circular de 31 m de diámetro



MÓNACO - Centro Cultural y de Exposiciones - Excavación de 25 m de profundidad

SOIL MIXING

1. Principios

Las diversas técnicas de SOIL MIXING permiten la realización in situ de elementos constituidos por el suelo del lugar mezclado de manera mecánica con un material de aporte.

El material de aporte es generalmente una lechada cuya elección y dosificación permiten obtener las características hidráulicas y/o mecánicas requeridas por el proyecto.

En el caso del tratamiento de terrenos contaminados, el material de aporte puede seleccionarse específicamente para neutralizar la contaminación.

Los diversos procedimientos comprenden generalmente tres etapas de realización: desestructuración mecánica del terreno natural, incorporación y homogeneización de la mezcla.

Estas técnicas generan poco o ningún material de desecho. Los elementos realizados de esta manera pueden ser columnas, paneles e incluso elementos continuos (trincheras). El procedimiento es aplicable a todos los terrenos blandos exentos de elementos gruesos.

2. Campos de aplicación

Mejora de suelos compresibles bajo cargas repartidas: almacenes industriales, zonas de almacenamiento, estructuras lineales tipo terraplén ferroviario o de autopista.



Realización de pantallas de estanqueidad para zonas contaminadas o reducción de los caudales de infiltración.



Realización de retenciones provisionales en combinación con la colocación de elementos verticales resistentes (perfiles metálicos, tubos, postes).



Refuerzo de talud en rellenos mediante colocación de contrafuertes transversales con elevadas características mecánicas.



3. Métodos de ejecución

3.1. Trincheras

3.1.1. GEOMIX®

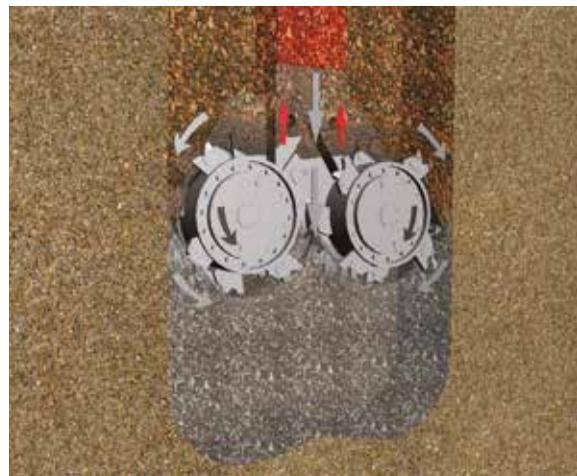
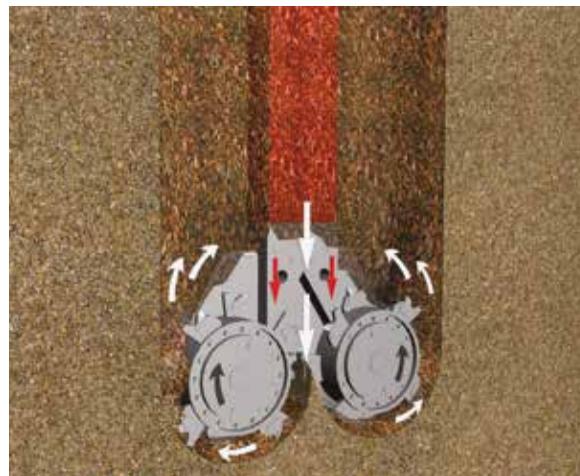
Un equipo híbrido y práctico: el CSM

Este procedimiento es el resultado de la combinación de las técnicas de SOIL MIXING y de la tecnología HIDROFRESA®. De este modo, se aúnan las ventajas de ambas: la robustez y la experiencia de la HIDROFRESA® con la ingeniosidad del SOIL MIXING, que consiste en mezclar el suelo en el lugar con una lechada de bentonita-cemento. Se ha desarrollado una nueva herramienta: el CSM (Cutter Soil Mixing), formado por motores hidráulicos sobre los que están montados dos pares de tambores giratorios que aseguran la perforación y la mezcla suelo/cemento. Este

equipo es compatible con numerosos tipos de portadores, lo cual permite una gran flexibilidad de utilización.

Un sistema de supervisión de vanguardia

El sistema de supervisión controla simultáneamente y en tiempo real los dos parámetros clave del procedimiento: la homogeneidad de la mezcla suelo-lechada y la cantidad de lechada inyectada en el volumen de suelo tratado. El sistema informático incluido permite la supervisión y el guiado de la herramienta desde la cabina asegurando el control de verticalidad continuo del elemento construido.



El terreno se desestructura durante la perforación. Los productos de excavación se desplazan hacia arriba de la herramienta. Durante el ascenso, el movimiento de la máquina desplaza la mezcla de la parte superior hacia la parte inferior de la misma. Entonces se inyecta y se mezcla la lechada con el terreno atravesado.



Los tambores giratorios aseguran la perforación y la mezcla suelo-lechada cementicia.



Se utilizan las más recientes técnicas de control para supervisar la calidad de realización.



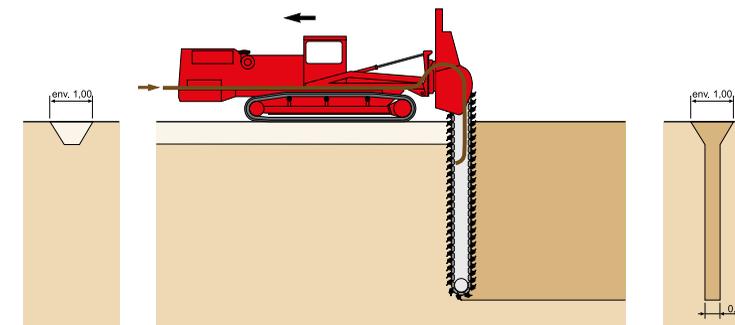
Taller GEOMIX®

3.1.2. TRENCHMIX®

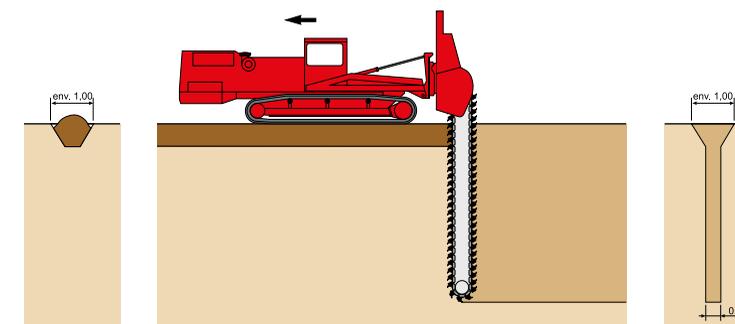
Las trincheras de mezcla suelo-cemento se realizan mediante una zanjadora especialmente diseñada para:

- no extraer terreno,
- permitir la incorporación de un ligante,
- efectuar la mezcla suelo-ligante en el lugar.

El ligante puede introducirse en forma pulverulenta (vía seca) o de una lechada previamente preparada (vía húmeda).



< Método húmedo



< Método seco (el ligante se deposita previamente en una trinchera)



Taller TRENCHMIX®



TRENCHMIX® JUNIOR: Aplicación en fundaciones de torres de transmisión

3.2. Columnas

3.2.1. Columnas simples o múltiples

Se utilizan herramientas giratorias con ejes verticales que permiten realizar columnas de suelo tratado.



Equipo de columnas simples



Equipo de columnas múltiples (COLMIX)

3.2.2. Procedimiento SPRINGSOL®

Este procedimiento permite realizar columnas de SOIL MIXING debajo de las vías férreas:

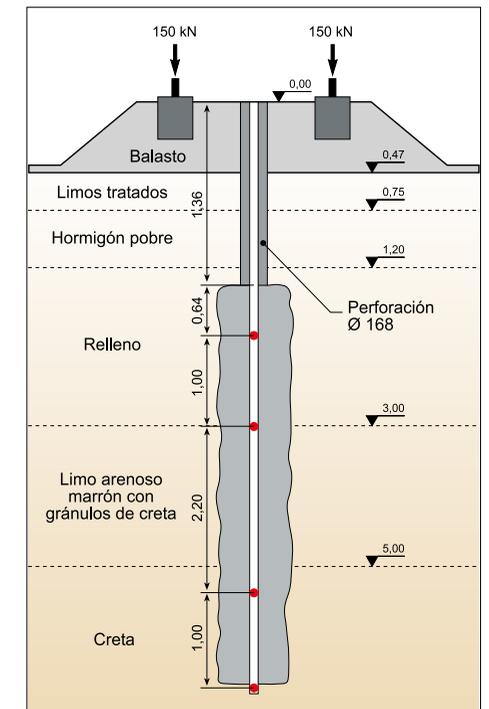
- entre los durmientes,
- a través del balasto sin contaminarlo.

Se realiza un ante-pozo entubado de 168 mm de diámetro a través del terraplén ferroviario. Se realiza luego la columna debajo del tubo con la ayuda de una herramienta retractable.

Un sistema de control permite abrir la herramienta retractil y realizar la perforación.



Perforadora trabajando en las vías



Columnas de 400 mm realizadas debajo de un terraplén ferroviario



Introducción de la herramienta perforadora en el ante-pozo entubado



Herramienta perforadora retractil



Columna de ensayo excavada

4. Controles

Los sistemas de control permiten tanto la regulación de las cantidades de fluido de aporte en función del avance, cuanto el registro de los parámetros de ejecución (parámetros de incorporación y parámetros de mezclado).

También se efectúan tomas de muestra de la mezcla antes del fraguado para asegurarse que se hayan alcanzado los parámetros de diseño.

5. Ejemplos de aplicación



SUIZA - Viège
Pantalla de estanqueidad con pantalla GEOMIX®



FRANCIA - Marsella - Eje litoral
Contención con pantalla GEOMIX®



FRANCIA - Montereau
Plataforma de almacenamiento (mejora del suelo con TRENCHMIX®)



ESTADOS UNIDOS - Pittsburgh
Muro de contención con GEOMIX®

CIMENTACIONES PROFUNDAS

1. Definiciones

Las cimentaciones profundas, descritas en este capítulo, comprenden las obras geotécnicas siguientes:

- los pilotes, incluidas las barrettes,
- los micropilotes.

Un pilote se define como un elemento estructural colocado en el suelo para transmitir cargas y limitar las deformaciones. Su relación de esbeltez no es limitada. Los fustes de los pilotes pueden ser de sección uniforme, telescópicos o bien ensanchados ya sea en el fuste o en la base.

Los pilotes, tanto aislados como agrupados, pueden formar también un muro de contención de tipo cortina mixta, pilotes tangentes, pilotes secantes, pantalla compuesta, como las berlinessas y similares.

Los pilotes se utilizan también como columnas preperforadas para integrarse en la estructura del edificio que soportan. Pueden estar inclinados según las especificaciones indicadas en las normas de ejecución.

2. Campo de aplicación y métodos

Los tres principales tipos de pilotes son:

- los pilotes de desplazamiento descritos en la norma de ejecución de los trabajos geotécnicos especiales NF EN 12699,
- los pilotes perforados descritos en la norma de ejecución de los trabajos geotécnicos especiales NF EN 1536,

- los micropilotes descritos en la norma de ejecución de los trabajos geotécnicos especiales NF EN 14199.

2.1. Pilotes de desplazamiento

2.1.1. Principio

Los pilotes de desplazamiento se instalan por hinca. La cual comprende las siguientes técnicas:

- impacto o percusión,
- vibración,
- empuje (generalmente con gatos hidráulicos),
- atornillado,
- por combinación de estas técnicas.

En general, los pilotes de desplazamiento permiten movilizar un esfuerzo de punta máximo mediante compactación del suelo debajo de la punta de los mismos si están cerradas o taponadas.

Los pilotes de desplazamiento son de dos tipos:

- prefabricados en acero, hormigón armado, hormigón pretensado, madera, materiales compuestos y/o cualquier combinación de esos materiales,
 - hormigonados in situ, generalmente de hormigón armado.
- Los diámetros y las longitudes de estos pilotes aumentan continuamente hasta alcanzar respectivamente los 5 a 6 m y más de 100 m, ya sea en emplazamientos terrestres, marítimos y/o «offshore».

2.1.2. Pilotes de desplazamiento prefabricados

Pilotes prefabricados en acero

Los pilotes prefabricados en acero pueden ser:

- tubos soldados de punta a punta,
- perfiles H especiales para hincado, pues tienen el mismo espesor en el alma y en las alas,

- unión de dos tablestacas de perfil U, por ejemplo.

En ciertos terrenos (cretas, arenas carbonatadas) es necesaria la utilización de inyección durante o después de la hinca por impacto para restablecer el rozamiento lateral.

La corrosión del acero en contacto con el agua y/o el suelo se tiene en cuenta mediante:

- un sobreespesor de acero de sacrificio,
- la aplicación de pintura,
- una protección pasiva (ánodos sacrificiales),
- una protección activa (aplicación de corriente).

- circular,
- cuadrada,
- rectangular,
- poligonal.

De ser necesarios varios elementos la unión de éstos se realiza mediante acoples metálicos instalados en cada extremo.

La fabricación se efectúa mediante vibrado o bien centrifugado del hormigón, siendo este último el método mejor adaptado para los pilotes pre-tensados.

Pilotes prefabricados de hormigón armado

Los pilotes prefabricados de hormigón armado pueden ser de sección transversal:

2.1.3. Pilotes de desplazamiento hormigonados in situ

Los pilotes de desplazamiento hormigonados in situ se realizan mediante la hincada de un tubo provisional y/o permanente provisto de una zapata no desbordante y/o de un tapón estanco perdido o no con la colocación de armaduras y de hormigón dentro del entubado.

El hormigonado se realiza en general en seco.

La extracción del tubo provisional requiere algunas precauciones para evitar cualquier alteración estructural del pilote.

Entre los tipos de pilotes de desplazamiento el grupo Soletanche Bachy ha desarrollado un pilote que se atornilla al suelo, combinando la mejora del rozamiento lateral mediante la formación de un corte ranurado del terreno en la totalidad o parte del fuste con un aumento asimismo en su capacidad de carga en punta. Estos pilotes se comercializan bajo el nombre de SCREWSOL®.

Soletanche Bachy ha desarrollado también un pilote de desplazamiento de suelos provisto de un tubo tremie extensible. Estos pilotes, que se comercializan bajo el nombre de REFSOL, cuentan con especificaciones técnicas particulares.



Herramienta SCREWSOL® montada sobre un equipo de perforación

2.1.4. Estudio preliminar de instalación por hincada

Para los pilotes de desplazamiento instalados mediante hincada por impacto se realiza un estudio preliminar de hincado con el fin de:

- definir los procedimientos y los materiales que deben emplearse para instalar los pilotes hasta el estrato de fundación previsto en los estudios,
- definir la energía necesaria para vencer la resistencia del suelo compatible con la integridad de la estructura del pilote,
- definir los criterios de interrupción del hincado.

El estudio preliminar de los pilotes hincados se realizará sobre la base de:

- diversas fórmulas dinámicas referidas a la energía generada por el martillo y transmitida al elemento de pilote para verificar un criterio de hincado en relación con la capacidad de carga a obtener,
- la teoría de la propagación de las ondas en un medio sólido.

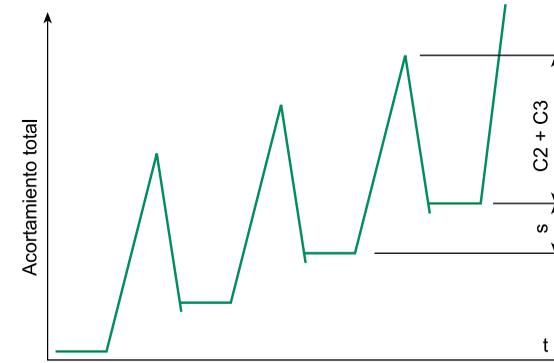
Fórmula de Hiley

La fórmula dinámica referida a la energía de hincada más empleada es la de Hiley:

$$R_d = \frac{f \cdot E_r \cdot (W_r + e^2 \cdot W_p)}{(s + 1/2(C_1 + C_2 + C_3)) \cdot (W_r + W_p)}$$

donde:

- R_d**: resistencia dinámica total,
- E_r**: energía del martillo según los datos del fabricante,
- f**: eficacia del martillo,
- W_r**: masa del martillo,
- W_p**: masa del pilote,
- C₁, C₂, C₃**: acortamiento elástico del casco y del martillo, del pilote y del suelo, respectivamente,
- e**: coeficiente de restitución,
- s**: hundimiento permanente.



Definición de los acortamientos elásticos y permanentes de un pilote hincado

Fórmula de propagación de las ondas en un medio continuo

La base teórica de este análisis es la ecuación de superposición de ondas, cuya forma general y solución se expresan:

$$\partial^2 u / \partial z^2 - 1/c^2 \cdot \partial^2 u / \partial t^2 = 0 \quad u(z,t) = f(z+c \cdot t) + g(z-c \cdot t)$$

El desplazamiento **u** es el desplazamiento producido en un punto determinado por dos ondas de sentido inverso y de igual velocidad. Smith propuso una relación entre la resistencia elástica **R_s** y la resistencia dinámica **R_d**:

R_d = R_s (1 + j \cdot v) donde **j** es el factor de amplificación dinámica (varía de 0,1 a 0,8 s/cm) y **v** es la velocidad de desplazamiento en un punto del pilote. **R_s** se asimila a la resistencia del suelo a la hincada a velocidad nula. Este enfoque es el más utilizado en Estados Unidos bajo el nombre de método de Case.

Se han desarrollado otros métodos de predicción de la capacidad portante basados en el mismo esquema teórico, entre ellos CAPWAP, SIMBAT, TNO WAVE, STATNAMIC y CALYPSO.

2.1.5. Seguimiento y control de la hincada

Se recomienda utilizar estas fórmulas haciendo un ajuste a partir de un ensayo previo de carga estática axial y/o dinámica.

Los estudios preliminares se combinan con el control continuo mediante instrumentación durante el hincado de los pilotes y con un ensayo de carga dinámica efectuado

después de la hincada. Esto permite medir las presiones y las aceleraciones inducidas en la cabeza del pilote con cada impacto, la resistencia total del suelo a la hincada y la resistencia a la hincada después de la estabilización del suelo. Esta medición final se toma como la capacidad portante del pilote.

2.2. Pilotes perforados, incluidas las barrettes

Los pilotes perforados y las barrettes se distinguen por la forma de su sección transversal:

- la sección circular se reserva a los pilotes,
- las secciones cuadradas, rectangulares, en T, en L o con cualquier otra configuración similar se reservan a las barrettes.

Los métodos de realización de los pilotes perforados son muy diversos:

- pilotes perforados entubados,
- pilotes excavados bajo fluido de perforación, incluidas las barrettes,
- pilotes perforados con hélice continua.

Puede llegar a realizarse un pilote con perforación discontinua en seco si las condiciones del suelo lo permiten.

Estos métodos se eligen en función de los equipos de perforación utilizados:

- hélice montada en Kelly telescópico para perforación discontinua entubada y/o colada,
- cuchara de cable suspendida circular (pilotes) o rectangular (barrettes) con perforación discontinua bajo fluido de perforación (y eventualmente entubada para las cucharas circulares),
- perforadora de circulación inversa con «air lift» y entubado

con perforación continua de los pilotes,

- perforadora de tipo hidrofresa con perforación continua de las barrettes,
- perforadora de tipo hélice continua para perforación continua de los pilotes,
- martillo de fondo de pozo en circulación directa y/o inversa con y/o sin entubado para perforación continua de los pilotes.

Los diámetros de los pilotes perforados varían generalmente entre 300 mm y 3 m, pero no han cesado de aumentar hasta alcanzar actualmente 5 a 6 m.

Las profundidades de 100 m también llegan a ser relativamente habituales en emplazamientos terrestres. Las bases ensanchadas de los pilotes se realizan con herramientas ensanchadoras, que pueden ser de tipo mecánico o hidráulico, hasta diámetros de 4,50 m.

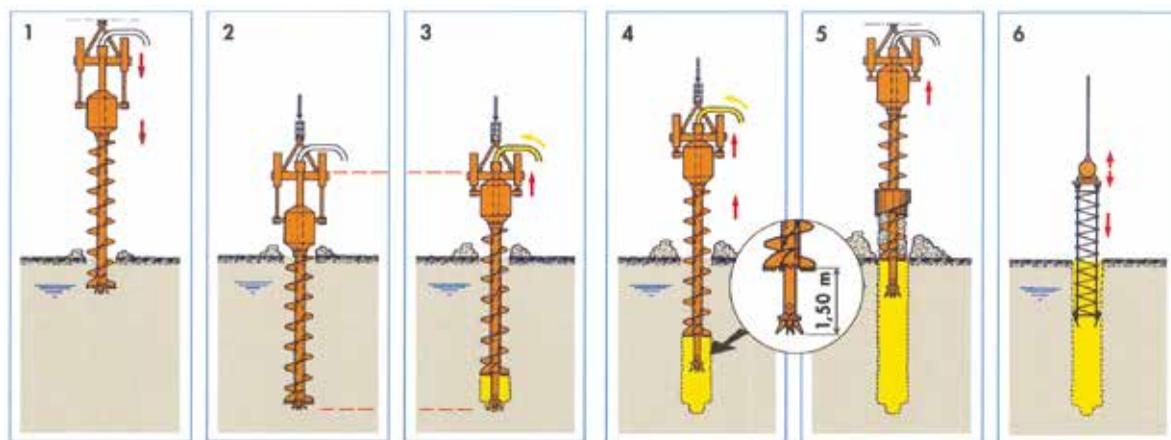
Los pilotes perforados son en general de hormigón in situ y reforzados con una jaula de armaduras. El refuerzo también puede ser un elemento prefabricado de hormigón y/o un elemento de acero para la realización tanto de pantallas de contención como de pantallas berlinesas o columnas preperforadas (pila-pilote).

Excepto en casos muy específicos, el hormigón se coloca en condiciones húmedas con un tubo premie el cual es:

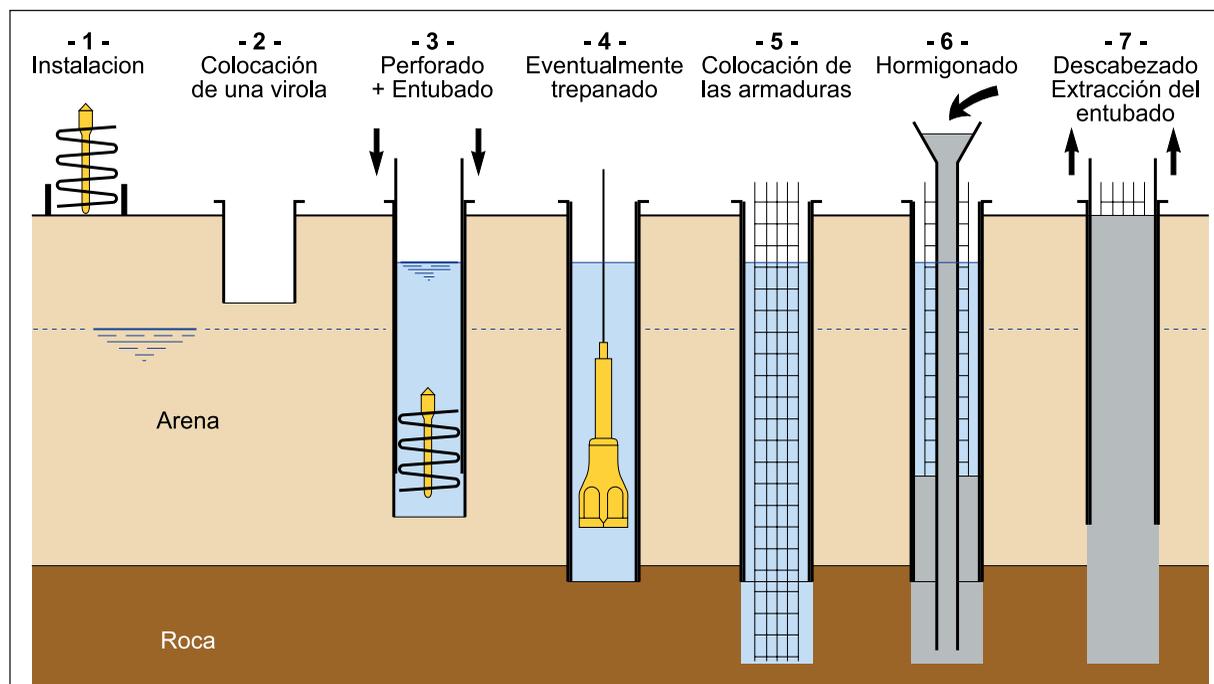
- independiente instalándose después de equipar el pilote con la jaula de armadura,
- o bien independiente e instalado antes de equipar el pilote con un elemento prefabricado de hormigón armado y/o de acero,
- o bien integrado a la herramienta de perforación, colocándose la jaula de armadura después del hormigonado en el caso de la hélice continua.

La clase de resistencia del hormigón generalmente está comprendida entre C20/25 y C30/37 (cilindro/cubo).

Se recomiendan los cementos de tipo II. Los aditivos contenidos en esos cementos reducen el calor de hidratación, facilitan la trabajabilidad y aumentan la duración de los hormigones empleados para las cimentaciones profundas. Según el diámetro de los aridos y las condiciones de hormigonado, la dosificación del cemento puede variar de 325 kg/m³ a 450 kg/m³.



Pilotes STAR SOL®



Pilotes perforados entubados

Soletanche Bachy ha perfeccionado equipos muy sofisticados de elevado rendimiento con sistemas electrónicos incorporados que garantizan una gran fiabilidad de ejecución de los pilotes y de las barretes:

- la HIDROFRESA®, para realizar barretes de hasta 2,40 m de espesor en suelos de todo tipo, incluidos los rocosos, con control continuo y en tiempo real de la evolución de la perforación y corrección de la trayectoria en caso de deriva superior a las tolerancias gracias a ENPAFRAISE,
- las KS, cucharas de perforación hidráulicas rectangulares aptas para suelos granulares y suelos cohesivos para realizar barretes de hasta 1,50 m de espesor, equipadas con el sistema SAKSO para monitorear la perforación y corregir las trayectorias en caso de deriva superior a las tolerancias,

- la STARSOL®, hélice continua para realizar pilotes de hasta 1,20 m de diámetro y 35 m de profundidad, equipada con un tubo tremie extensible con monitoreo continuo de la perforación y del hormigonado, lo cual garantiza la correcta ejecución del pilote en condiciones secas y/o húmedas gracias al SYMPA versión ENBESOL®.

Soletanche Bachy ha desarrollado también pilotes más eficaces, como los pilotes ranurados T-PILE®. El objetivo de estos nuevos conceptos de pilotes económicos es mejorar la relación capacidad de carga-coste del pilote disminuyendo la cantidad de hormigón; estos pilotes cuentan con un pliego de condiciones específico.



HIDROFRESA® EVOLUCIÓN 3
Herramienta para muros
pantalla de gran profundidad



Cuchara de nueva generación M8



STAR SOL® - Hélice continua con
tubo tremie y registro continuo
de parámetros



T-PILE® - Aumento de los
rendimientos de los pilotes
mediante ranurado



< ENPAFRAISE
(Registro de los parámetros de la HIDROFRESA®)

2.3. Micropilotes

Los micropilotes son pilotes perforados de diámetro inferior a 300 mm o pilotes a desplazamiento de suelo de diámetro inferior a 150 mm.

El elemento portante del micropilote está constituido por una barra de acero, un tubo de acero o bien un perfil de tipo H el cual está:

- sellado al terreno mediante una lechada de cemento, un mortero o microhormigón para los micropilotes perforados,
- en contacto directo con el terreno para los micropilotes de desplazamiento de suelo.

Los micropilotes se caracterizan por que su capacidad de carga total es aquella que proviene únicamente del rozamiento lateral desarrollado en la interfaz del suelo y el fuste del micropilote; el efecto de punta suele ser insignificante.

El rozamiento lateral puede mejorarse de manera espectacular mediante una inyección de compactación llamada IGU (Inyección Global Única) realizada en un plazo corto después de la cimentación de la armadura en el terreno o bien mediante una inyección con tubos de manguitos de tipo IRS (Inyección Repetitiva Selectiva) durante de un plazo más largo después de dicha cimentación. También es posible combinar estos dos métodos de mejora.

Los métodos de ejecución de los micropilotes son similares a los de los pilotes en general.

Sin embargo, para los micropilotes perforados, éstos se basan en la utilización de máquinas de perforación de tamaño reducido que permiten una perforación continua en circulación directa y/o inversa con un fluido de perforación

que puede ser aire, agua, lodo bentonítico, polímeros o una lechada de cemento.

En general, esta técnica de cimentación se utiliza para reparar o reforzar cimentaciones existentes, pues los materiales de hinca y/o de perforación para los micropilotes son máquinas ligeras de tamaño reducido que permiten trabajos dentro de la estructura existente. La perforación con herramienta perdida y con lechada de cemento con la armadura como barra y/o tubo de perforación sigue siendo una solución que requiere un buen dominio de la ejecución.

Los micropilotes también pueden utilizarse para la realización

de trabajos nuevos y de contención de tipo micropantalla berlinesa.

La pronunciada esbeltez de estos elementos de cimentación requieren una verificación respecto del pandeo cuando se atraviesan suelos blandos pudiendo necesitar refuerzos adicionales para incrementar la inercia de la pieza. Durante el recalce de la cimentación de un edificio, la transferencia parcial o total de las cargas a soportar puede efectuarse mediante el empleo de gatos para controlar los efectos de los movimientos diferenciales en el tiempo, dado que las deformaciones verticales de los micropilotes son más importantes que las de pilotes con una capacidad portante equivalente.

3. Diseño

Los documentos generales de referencia para el dimensionamiento de las cimentaciones profundas son los documentos Eurocódigos siguientes:

- EN1990: 2002 Eurocódigo: Bases de cálculo de las estructuras
- EN1991 Eurocódigo 1: Acciones sobre las estructuras
- EN1992 Eurocódigo 2: Cálculo de estructuras de hormigón
- EN1993 Eurocódigo 3: Cálculo de estructuras de acero
- EN1994 Eurocódigo 4: Cálculo de estructuras mixtas de acero-hormigón
- EN1997-1 Eurocódigo 7 - Parte 1: Cálculo geotécnico - Reglas generales
- EN1997-2 Eurocódigo 7 - Parte 2: Cálculo geotécnico - Reconocimiento de los terrenos y ensayos
- EN1998 Eurocódigo 8: Resistencia de estructuras a los sismos.

El documento específico de aplicación nacional NF P 94 262 - Cimentaciones sobre pilotes explicita la sección 7 de la parte 1 del Eurocódigo 7 en cuanto a los cálculos propiamente dichos.

El diseño de las cimentaciones profundas debe realizarse para los estados límites últimos y de servicio considerando las cargas provocadas por la estructura que debe cimentarse bajo el efecto del conjunto de las acciones a las que está sometida.

También pueden requerirse verificaciones específicas para las cimentaciones profundas sometidas a:

- condiciones de suelos de características geotécnicas mediocres,
- los sismos.

3.1. Determinación del empotramiento de los pilotes

La determinación del empotramiento de los pilotes sometidos a una carga axial se realiza a partir de las características geotécnicas de los suelos definidos:

- in situ mediante ensayos presiométricos, penetrométricos estáticos y/o dinámicos,

- in situ mediante ensayos de carga estática axial y/o ensayos de carga dinámica de los pilotes de ensayo,
- en el laboratorio mediante ensayos triaxiales en muestras «inalteradas».

3.2. Rozamiento negativo

El cálculo de la capacidad de carga de un pilote o de un grupo de pilotes debe tener en cuenta el rozamiento negativo inducido por el asentamiento de los terrenos de calidad geomecánica mediocre bajo el efecto, por ejemplo, de una sobrecarga relacionada con un terraplén o un rebajamiento del nivel de la napa freática debido a bombeo de la napa.

La evaluación de los esfuerzos relacionados con el rozamiento negativo puede realizarse mediante un método de cálculo a la rotura como el propuesto por Combarieu. Este asentamiento puede estar relacionado con una deformación plástica del suelo bajo la influencia de la sobrecarga que genera esfuerzos laterales a tener en cuenta en el dimensionamiento de las cimentaciones profundas.

3.3. Elevación del suelo

La elevación del suelo puede ser el resultado de:

- un fenómeno de hinchamiento, por ejemplo el de un suelo sensible al agua,
- la colocación de pilotes de desplazamiento en capas de suelo deformables, lo cual puede dar lugar a esfuerzos de tracción importantes en el pilote.

En las arcillas plásticas y blandas durante la colocación de pilotes de desplazamiento, esta elevación también puede ir acompañada de un desplazamiento lateral del terreno que puede ser perjudicial para la integridad de los pilotes vecinos. En esas condiciones es necesario aplicar procedimientos de ejecución específicos para la colocación de ese tipo de pilotes.

3.4. Determinación de la resistencia de los pilotes sometidos a esfuerzos laterales

El comportamiento de los pilotes solicitados horizontalmente es muy diferente según su esbeltez y las condiciones de empotramiento en cabeza.

Para los pilotes cortos la rotura se produce más bien a nivel del suelo por plastificación, mientras que en los pilotes largos la rotura se produce más bien a nivel del pilote.

En esas condiciones se trata de efectuar, respectivamente, ya sea un cálculo de estabilidad o bien un cálculo de momento resistente.

El método del coeficiente de reacción permite soluciones matemáticas simples en el caso de los pilotes largos bajo carga unitaria para un coeficiente el cual puede ser:

- constante con la profundidad,
- o bien creciente con la profundidad (pilotes de las estructuras «offshore»), calculando:
 - el desplazamiento en cabeza y a lo largo del pilote,
 - las rotaciones en cabeza del pilote,
 - los momentos de flexión máxima desarrollados en el fuste del pilote.

El programa informático HOLPILE de Soletanche Bachy permite calcular las sollicitaciones sobre un pilote teniendo en cuenta, si corresponde, la deformación lateral del suelo.

3.5. Caso de los grupos de pilotes

El efecto de grupo que corresponde a la interacción de cimentaciones próximas unas de otras debe tenerse en cuenta cuando el espaciado es inferior a 3 diámetros. De manera general, este efecto aumenta las deformaciones horizontales y verticales, y disminuye la capacidad de carga. Para modelizar este fenómeno, pueden utilizarse métodos como el del pilote equivalente de Terzaghi.

El programa informático PICASSO de Soletanche Bachy permite el diseño de un grupo de pilotes verticales y/o inclinados sometidos a cualquier tipo de efectos.

3.6. Cálculo de la resistencia interna del pilote

La resistencia interna del pilote se verifica a partir de las sollicitaciones producidas por las acciones definidas previamente. Depende de los materiales constitutivos del pilote y de las normas aplicables.

cualquier método de acuerdo con las normas sobre hormigón armado (BAEL, BSI, EC2).

El programa informático PROVERBE de Soletanche Bachy permite verificar las secciones solicitadas mediante

En el caso de los pilotes de hormigón armado hormigonados in situ, que requieren armaduras, la sección de armadura mínima responde al criterio descrito en la tabla siguiente:

Sección nominal de un pilote: Ac	Sección de las armaduras longitudinales: As
$Ac \leq 0,5 \text{ m}^2$	$As \geq 0,5\% \text{ Ac}$
$0,5 \text{ m}^2 \leq Ac \leq 1,0 \text{ m}^2$	$As \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$Ac > 1,0 \text{ m}^2$	$As \geq 0,25\% \text{ Ac}$

Las armaduras longitudinales deben comprender al menos cuatro barras de diámetro superior o igual a 12 mm con una separación entre las barras superior a 100 mm e inferior a 400 mm.

Los diámetros recomendados para las armaduras transversales se indican en la siguiente tabla:

Bridas, zunchos o espiras	≥ 6 mm y ≥ un cuarto del diámetro de las barras longitudinales
Alambres o entramados soldados transversales	≥ 5 mm

El recubrimiento de la jaula de armaduras no debe ser inferior a 75 mm.

3.7. Inestabilidad interna

Cuando se trata de suelos definidos como blandos, puede analizarse el fenómeno de pandeo en el caso de los pilotes largos y de los micropilotes.

Es posible utilizar los ábacos de Souche o un programa informático adaptado.

El programa informático PARIS de Soletanche Bachy permite este cálculo gracias a su módulo de pandeo generalizado.

3.8. Sismo

El cálculo de las cimentaciones profundas sometidas a sismos se trata en el Eurocódigo 8 - parte 5.

Debe tener en cuenta:

- las fuerzas de inercia de la superestructura,
- las fuerzas cinemáticas debidas a la deformación del

suelo con el paso de las ondas sísmicas para verificar la resistencia última a los esfuerzos laterales.

Los pilotes deben tener un comportamiento elástico con la posibilidad de tomar en consideración la formación de rótulas plásticas.

4. Controles

Los controles de ejecución para las cimentaciones profundas se desarrollan en dos etapas de los trabajos:

- durante la instalación: utilizando sistemas de asistencia para la toma de decisiones montados en los equipos de perforación,

- una vez la instalación terminada: muy útiles para confirmar la calidad de una cimentación aunque siguen siendo una constatación en caso de que se detecte una anomalía.

No obstante, estos controles a posteriori permiten alertar para proceder a reparar una cimentación mal ejecutada.

4.1. Controles durante la ejecución

Consciente de la necesidad de asegurar en cualquier circunstancia la buena calidad de toda cimentación profunda, Soletanche Bachy ha desarrollado, bajo el impulso de los jefes de obra y gracias a la gran capacidad técnica de sus ingenieros, un seguimiento continuo y riguroso del proceso de ejecución en tiempo real de las cimentaciones para permitir una acción inmediata en caso de modificaciones de las condiciones de realización de los trabajos.

Estos sistemas de asistencia para la toma de decisiones ayudan a los operarios a corregir en tiempo real desviaciones de lo especificado que pueden incidir negativamente en la calidad de la cimentación.

El cerebro de estas herramientas de asistencia para la toma de decisiones es el SYMPA, que significa «Sistema Modular y Polivalente de Adquisición de Datos».

En torno a este SYMPA, se articulan los sistemas incorporados

para cada tipo de máquina utilizada en la ejecución de las cimentaciones profundas:

- El ENPAFRAISE, instalado en la HIDROFRESA®, registra los parámetros hidráulicos de la máquina para facilitar su control y la posición de la fresa en las tres direcciones con las desviaciones en relación con la posición teórica de la barrette.

- El SAKSO, instalado en la cuchara hidráulica KS, tiene las mismas funciones, pero permite además gestionar el ciclo completo de la perforación con la rotación de la torre de la grúa para la descarga de los escombros de la cuchara.

- El ENBESOL® instalado sobre la hélice continua STARSOL®, registra, además de aquellos de la perforación, los parámetros del hormigonado del pilote.

- El ENPASOL® instalado en las perforadoras de pequeño diámetro registra los parámetros de perforación durante la ejecución de los micropilotes.

4.2. Controles después de la ejecución

Estos controles pueden ser destructivos o no destructivos.

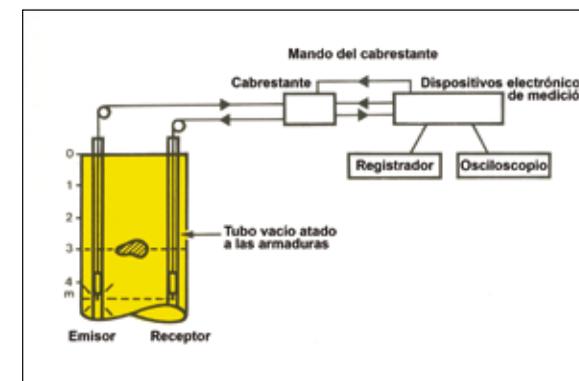
4.2.1. Controles no destructivos

Los controles no destructivos de los pilotes se realizan fundamentalmente según cuatro métodos de auscultación actualmente normalizados:

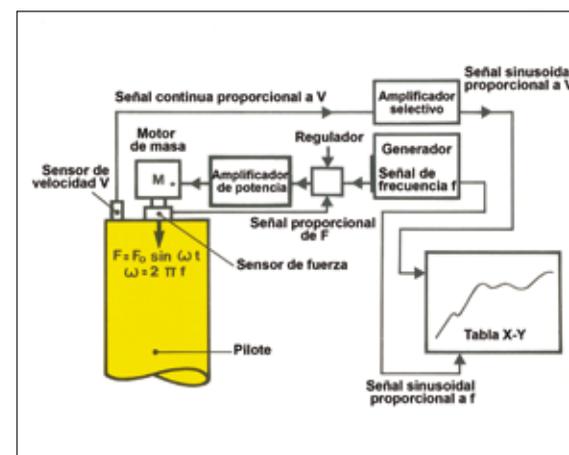
- método por transparencia,
- método por reflexión,
- método sísmico paralelo,
- método por impedancia.

El método sísmico paralelo es el menos utilizado, pues requiere una perforación paralela a lo largo del pilote.

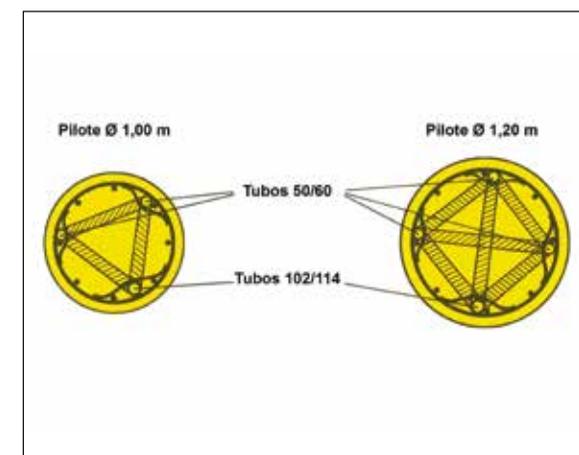
Todos estos métodos permiten conocer la longitud del pilote realizado y detectar anomalías en el fuste del mismo midiendo la velocidad de las ondas en el hormigón.



Auscultación sónica en transparencia - Cadena de mediciones



Método de la impedancia mecánica - Esquema del aparato



Auscultación sónica en transparencia - Dispositivo de los tubos. Sólo se auscultan las zonas sombreadas

4.2.2. Controles destructivos

La perforación con toma de muestras continua usando corona de diamante, es el recurso a aplicar en caso de dudas sobre la calidad del hormigón de un pilote.

La perforación con herramienta diamantada sirve principalmente para visualizar la calidad del contacto entre el hormigón y el terreno en la base del pilote. También se utiliza llegado el caso para mejorar ese contacto mediante inyección de lechada de cemento a presión.

4.2.3. Ensayos de carga

Los ensayos de carga de las cimentaciones profundas utilizados actualmente son de tipo estático o dinámico. Los ensayos de tipo estático son ensayos bajo carga axial de compresión, tracción o esfuerzo lateral. Los ensayos de tipo dinámico permiten también definir la capacidad de

carga de la cimentación. Estos últimos, al ser ensayos que requieren elevada energía se aplican fundamentalmente a los pilotes de acero, e igualmente a los de hormigón, tomando algunas precauciones para evitar que la cabeza del pilote resulte dañada.

5. Algunas obras de referencia

5.1. Pilotes



HONG KONG - Aig Tower Furama



HONG KONG - 402 - Pilotes H metálicos



FRANCIA - París - Farman Quartier Seine-Ouest



NUEVA CALEDONIA - Prong Pilotes perforados con martillo de fondo



REINO UNIDO - Londres - CTRL 105 Estación St. Pancras



MACAO - Wynn Resorts Diamond Suite Hotel



URUGUAY - Muelle TCP Pilote en el mar



HONG KONG - 402 Máquina de perforación de pilotes con circulación inversa

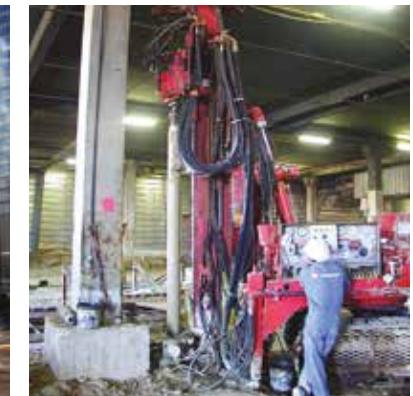
5.2. Micropilotes



FRANCIA - París - Rue Raynouard



ESTADOS UNIDOS - Nueva York - World Trade Center



FRANCIA - Marsella - Gran Litoral

ANCLAJES

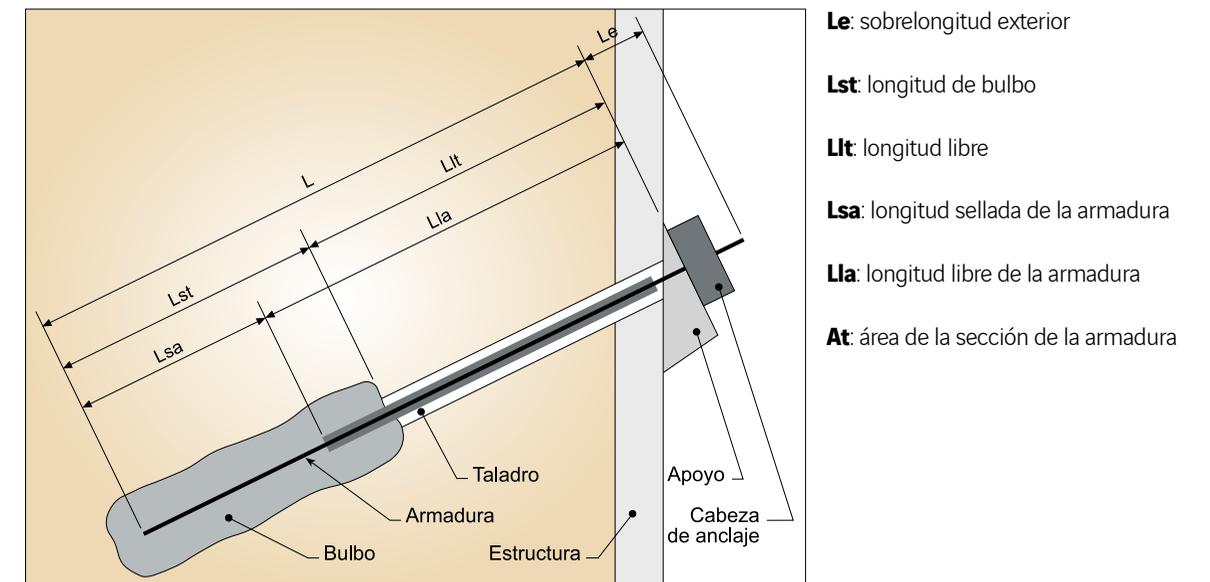
1. Definiciones

Un anclaje es un dispositivo capaz de transmitir a un suelo resistente las fuerzas de tracción que se le aplican tomando apoyo sobre la estructura que es necesario anclar.

Se dice que un anclaje es provisional o temporal si su tiempo de utilización es inferior a 18 meses; se dice que es permanente si su tiempo de utilización es superior a 18 meses.

Un anclaje está compuesto por:

- una cabeza de anclaje que transmite las fuerzas de tracción de la armadura a la estructura que es necesario anclar a través de un sistema de apoyo,
- una parte libre que es la longitud de armadura comprendida entre la cabeza de anclaje y el comienzo del bulbo,
- un bulbo que es la longitud de armadura sobre la cual la fuerza de tracción se transmite al terreno circundante a través de la lechada de sellado.

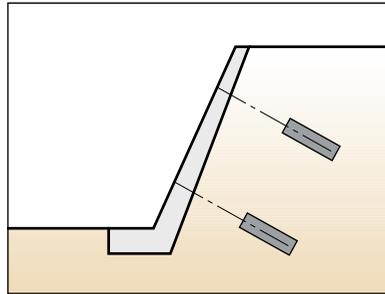


Un anclaje puede ser activo o pasivo:

- **Pasivo**, sólo está en tensión cuando se aplican a la estructura acciones que lo requieren. Este tipo de anclaje generalmente no tiene parte libre. Casi siempre la armadura es una barra de acero o incluso de material compuesto.

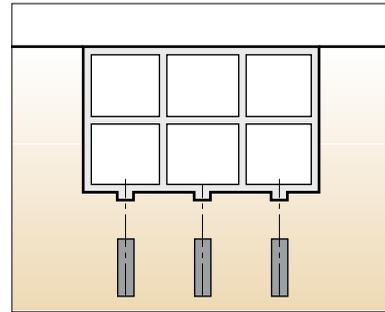
- **Activo**, es sometido a carga previamente a la aplicación de las acciones para limitar las deformaciones de la estructura. La armadura más habitual son cables de acero para pretensado.

2. Campo de aplicación



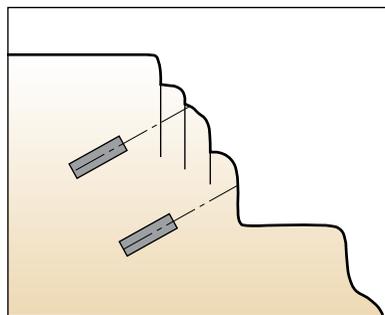
< Contención de las excavaciones

Muros pantalla - Cortinas de tablestacas - Muros de contención - Pantallas de recalce - Pantallas berlinesas y equivalentes.



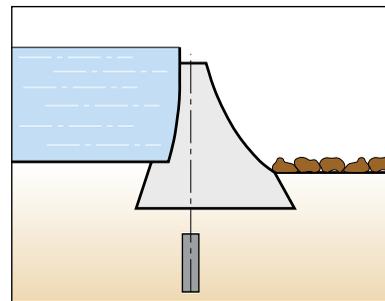
Recuperación de esfuerzos de tracción >

Soleras por debajo del nivel freático - Pretensado de pilotes que trabajan a tracción - Anclaje de estructuras alargadas (pilares, inmuebles-torres, chimeneas, etc.) - Recuperación de esfuerzos de atirantado (puentes suspendidos, pilares, etc.).



< Estabilizaciones

Rocas fracturadas, acantilados, zonas de desprendimientos - Estabilización, deslizamientos de terreno - Consolidación de galerías - Macizos de conducciones forzadas.



Varios >

Recuperación de los empujes activos de arcos de compresión - Postensado de estructuras - Mejora de la estabilidad de las presas.

3. Protección contra la corrosión

El tipo de protección se adapta en función de dos criterios principales que son la duración de la vida útil del anclaje y la agresividad del entorno. La protección abarca las tres partes que constituyen el anclaje y debe ser continua.

REGLAS USUALES (TA. 95)				NF.EN.1537	
Duración de utilización	Menos de 9 meses	De 9 a 18 meses	Más de 18 meses	Anclajes provisionales menos de 2 años	Anclajes permanentes más de 2 años
Entorno					
No agresivo	P0	P1	P2	La protección de base es similar a P0 y evolutiva, pero se puede prever la vida útil de más de 2	La protección de base es similar a P2 pero con un revestimiento mínimo terrenoenvoltura, o tubo metálico, de 20 mm.
Medianamente agresivo	P1	P2	P2		
Agresivo	P2	P2	P2		

Ejemplos

TIRANTE PROVISIONAL (P0)		TIRANTE PERMANENTE (P2)	
	Entorno y ambiente no agresivos, corta duración. Cabeza de anclaje Revestimiento anticorrosión no fluido.		Cabeza de anclaje Caperuza rígida pintada, conectada a la placa de apoyo. La cubierta se llena con un producto anticorrosión.
	Longitud libre Las armaduras están protegidas por una vaina con los extremos obturados. La vaina debe permitir la libre deformación de la armadura durante el tensado.		Zona de transición Se conecta un tubo trompeta a la parte libre y se llena con un producto anticorrosión.
	Longitud de bulbo Las armaduras deben tener un recubrimiento de 10 mm como mín. en relación con la pared de la perforación.		Longitud libre Una envoltura flexible y llena de grasa rodea cada armadura. Un tubo común lleno de una lechada de cemento densa.
			Longitud sellada Un tubo manguito de acero con un espesor mín. de 3 mm, lleno de una lechada de cemento densa. Recubrimiento de 20 mm como mín. de lechada inyectada a una presión mín. de 0,5 MPa entre el tubo y el terreno. El recubrimiento dentro del tubo es de 5 mm como mínimo.

Nota: la protección P1 es una protección intermedia entre P0 y P2 (en particular la longitud sellada no está protegida a diferencia de la protección P2).

4. Instalación

La instalación del anclaje se desarrolla en varias fases:

- Perforación de un taladro entre 100 y 200 mm de diámetro, de acuerdo con el espacio que ocupe el cuerpo del tirante y el diámetro del bulbo de anclaje deseado, por medio de una herramienta y un fluido de perforación aptos para el terreno. Deben tenerse en cuenta todas las inclinaciones.
- Después de la comprobación de la perforación, sustitución del fluido de perforación por un producto de sellado, generalmente una lechada de cemento muy dosificada (C/E entre 1,7 y 2,3).
- Instalación del tirante. La introducción en la perforación se efectúa con una grúa, un equipo de desenrollado o incluso manualmente.

- Después de la colocación, el anclaje puede inyectarse bajo presión con una lechada de cemento. Se aplican diversos sistemas y metodologías en función de los terrenos y del nivel de mejora de la capacidad de anclaje deseado. El procedimiento más corriente consiste en la utilización de tubos manguito (véase el apartado «Inyección»). Las recomendaciones TA 95 distinguen dos grandes métodos:
 - la IRS (Inyección Repetitiva Selectiva)
 - la IGU (Inyección Global Unica)
- Según el tipo de terreno y el producto de sellado utilizado, debe respetarse un plazo de 2 a 5 días entre la última fase de inyección y el tesado del anclaje.
- La protección de la cabeza del anclaje se realiza después de la validación del tesado.

5. Diseño

Se trata de determinar la sección de la armadura, la longitud del anclaje y la longitud de la parte libre.

5.1. La sección de armadura (At)

Se determina a partir de la tracción máxima calculada (P), que debe mantenerse en el anclaje para asegurar el equilibrio de la estructura bajo un estado límite de servicio.

REGLAS USUALES (TA 95) *		
TIRANTE PROVISIONAL	Menos de 18 meses	$At \geq 1.33 P / Pt_{0.1k}$
	Más de 18 meses	$At \geq 1.67 P / Pt_{0.1k}$
TIRANTE PERMANENTE	$At \geq 1.67 P / Pt_{0.1k}$	

Ptk : Tracción característica de la armadura - $Pt_{0.1k}$: Límite elástico a 0,1% de la armadura
 Bajo sismo, se admite según AFPS 90 - Sección $\geq 1.11 P / Pt_{0.1k}$

*Estos valores pueden ser modificados por documentos de aplicación y normas europeas específicas para determinadas categorías de obras.

5.2. La longitud del bulbo

La longitud del bulbo se determina en un suelo específico por:

- la experiencia de la empresa,
- los ensayos,
- un predimensionamiento.

Método de prediseño

El método más utilizado en Francia es el propuesto por M. Bustamante (Bull.liaison labo P. y Ch 140 - novdic. 1995), incluido en el Anexo 3 del TA 95.

En ese método se supone que la capacidad de anclaje de un terreno es proporcional:

- a la longitud del bulbo en el terreno (L_s),
- al diámetro de perforación equivalente ($D_s = \alpha Dd$),
- a la adherencia límite del suelo (q_s).

La tracción última estimada de un anclaje se expresa:

$$Tu = \pi \alpha Dd Ls q_s$$

q_s se obtiene mediante ábacos en función del tipo de suelo, de su compacidad y de la técnica de inyección.

α es un coeficiente aumentador cuyo valor depende de la naturaleza del suelo y está estrechamente relacionado con la técnica de inyección.

Utilizando este método se aplica un coeficiente de seguridad de 2 con respecto a la rotura.

Es importante tener en cuenta que el valor obtenido solo es **preventivo** y que durante la realización **únicamente** debe tomarse en consideración el resultado de los ensayos.

A título indicativo, puede tenerse en cuenta como tracción admisible:

- arenas y gravas sueltas 20 a 40 KN/m,
- arenas y gravas densas 60 a 120 KN/m,
- arcillas y limos rígidos 20 a 60 KN/m,
- arcillas y limos duros 40 a 100 KN/m,
- tiza alterada 50 a 80 KN/m,
- tiza sana 100 a 150 KN/m,
- roca 150 a > 250 KN/m.

Se supone que estos valores son representativos para las longitudes de bulbo comprendidas entre 5 y 15 m.

5.3. La longitud libre

Se elige en función de tres criterios principales:

- la posición del terreno de sellado,
- la longitud mínima que permite el bloqueo a la tracción inicial teniendo en cuenta las pérdidas mecánicas durante esta operación,

- la estabilidad de conjunto del macizo solicitado (método de Kranz*)

* Remitirse al apartado 5.4. del capítulo «muros pantalla» de esta guía.

6. Capacidad de las armaduras

6.1. Tirantes con cables

Unidades	1T15	2T15	3T15	4T15	5T15	6T15	7T15	8T15	9T15	10T15	11T15	12T15
Ø ext. del cable	Toron T15,7 - Feg = 1650 MPa - Frg = 1860 MPa *											
Sección de acero en mm²	150	300	450	600	750	900	1 050	1 200	1 350	1 500	1 650	1 800
Rotura en kN (Frg)	279	558	837	1 116	1 395	1 674	1 953	2 232	2 511	2 790	3 069	3 348
Límite elástico en kN (Feg)	248	496	744	992	1 240	1 488	1 736	1 984	2 232	2 475	2 723	2 970
Anclaje permanente en kN (Ts = 0,60 Feg)	149	298	446	595	744	893	1 042	1 190	1 339	1 485	1 634	1 782
Anclaje provisional en kN (Ts = 0,75 Feg)	186	372	558	744	930	1 116	1 302	1 488	1 674	1 856	2 042	2 228
Anclaje según EN 1537	181	362	544	725	906	1 087	1 268	1 449	1 630	1 812	1 993	2 174

* Este tipo de cables según norma europea corresponde al cable de 0,6" 270 psi de las normas ASTM.

6.2. Anclajes con barras

Aceros	Diámetro en mm		Sección mm²	Peso kg	Rotura Frg		Limite elástico Feg		Geotécnia		
	nominal	exterior			N/mm²	kN	N/mm²	kN	Ensayo 0,90 Feg	Provisional 0,75 Feg	Definitivo 0,60 Feg
GEWI	16	18,00	201	1,61	550	111	500	101	90	75	60
	25	27,90	491	3,85	550	270	500	245	221	184	147
	32	36,00	804	6,50	550	442	500	402	362	302	241
	40	44,20	1 257	9,95	550	691	500	628	565	471	377
	50	55,60	1 963	15,41	550	1 080	500	982	884	736	589
GEWI Plus	18	21,00	254	1,96	800	204	670	170	153	128	102
	25	28,00	491	3,85	800	393	670	329	296	247	197
	28	32,00	616	4,83	800	493	670	413	371	309	248
	43	48,00	1 452	11,51	800	1 162	670	973	876	730	584
	63,5	70,00	3 167	24,86	800	2 534	670	2 122	1 910	1 591	1 273
DYWIDAG (autopercutor)	R25N	25,00	290	2,30	690	200	520	150	135	113	90
	R32N	32,00	430	3,40	650	280	530	230	207	173	138
	R38N	38,00	770	6,10	650	500	520	400	360	300	240
	R51N	51,00	1 070	8,40	750	800	590	630	567	473	378
	T76S	76,00	2 750	22,00	690	1 900	550	1 500	1 350	1 125	900
FREYSSSIBAR + HSA	27	30	560	4,70	1 070	599	870	487	438	365	292
	32	36	816	6,82	1 070	873	870	710	639	533	426
	41	45	1 306	10,83	1 070	1 397	870	1 136	1 022	852	682
	51	56	2 030	16,84	1 070	2 172	870	1 766	1 599	1 325	1 060
	75	81	4 465	36,25	1 070	4 778	870	3 885	3 497	2 914	2 331
FREYSSSIBAR + HTSR	27	30	560	4,70	1 200	672	1 050	588	529	441	353
	32	36	816	6,83	1 200	979	1 050	857	771	643	514
	35	39	975	8,06	1 200	1 170	1 050	1 024	922	768	614
	41	45	1 306	10,83	1 200	1 567	1 050	1 371	1 234	1 028	823
	51	56	2 030	16,84	1 200	2 436	1 050	2 132	1 919	1 599	1 279
75	81	4 465	36,25	1 200	5 358	1 050	4 688	4 219	3 516	2 813	

Nota: en el caso de anclajes colocados, las barras utilizadas son lisas. A continuación se incluye un ejemplo de barra.

Aceros	Diámetro en mm		Sección mm²	Peso kg	Rotura Frg		Limite elástico Feg		Geotécnia		
	nominal	exterior			N/mm²	kN	N/mm²	kN	Ensayo 0,90 Feg	Provisional 0,75 Feg	Definitivo 0,60 Feg
FILTARO (tirante con extremo recalcado)	60	76	2 827	22,2	800	2 261	500	1 413	1 271	1 059	847
	70	90	3 848	30,21	800	3 078	500	1 924	1 731	1 443	1 154
	90	105	6 361	49,94	800	5 088	500	3 180	2 862	2 385	1 908
	100	115	7 853	61,65	800	6 282	500	3 926	3 533	2 944	2 355
	125	150	12 271	96,33	800	9 816	500	6 135	5 521	4 601	3 681

7. Los ensayos

Se distinguen tres categorías de ensayos:

Los ensayos de rotura

Los ensayos de rotura se realizan para determinar la resistencia última del terreno o para probar un nuevo tipo de anclaje. La pertinencia de esos ensayos se determina contractualmente caso por caso.

Los ensayos de control

Se trata de ensayos no destructivos. Por lo tanto, los anclajes sometidos a ensayo pueden estar integrados en la obra.

Los objetivos de un ensayo de control son:

- confirmar las características obtenidas durante los ensayos de rotura,
- determinar el valor de la tracción crítica de fluencia cuando no existe ensayo de rotura.

Como mínimo es necesario realizar tres ensayos de control por obra.

Los ensayos de recepción

Cada tirante de la estructura, cuando está pretensado, debe ser sometido a un ensayo de recepción. Los objetivos de este ensayo son:

- demostrar que el anclaje puede soportar una tracción de prueba,
- asegurarse de que la tracción de bloqueo (P_o) sin rozamientos se sitúa al nivel de la tracción de bloqueo teórica (P), de hecho:

$$|P_o - P| \leq \text{Máx} (50 \text{ KN} ; 5\% P)$$

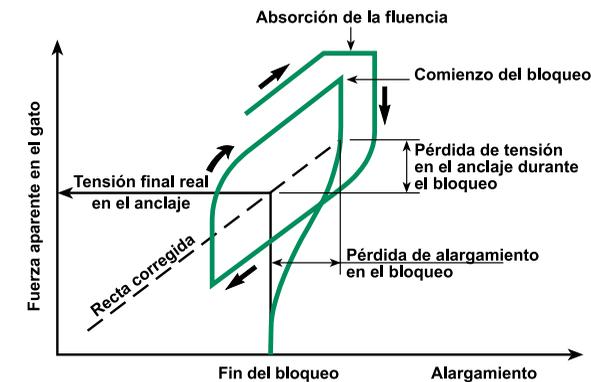
En el apartado siguiente se describe un método de tesado utilizado por Soletanche Bachy.

8. Tesado según el método de los ciclos

Descripción

Un ciclo clásico comprende:

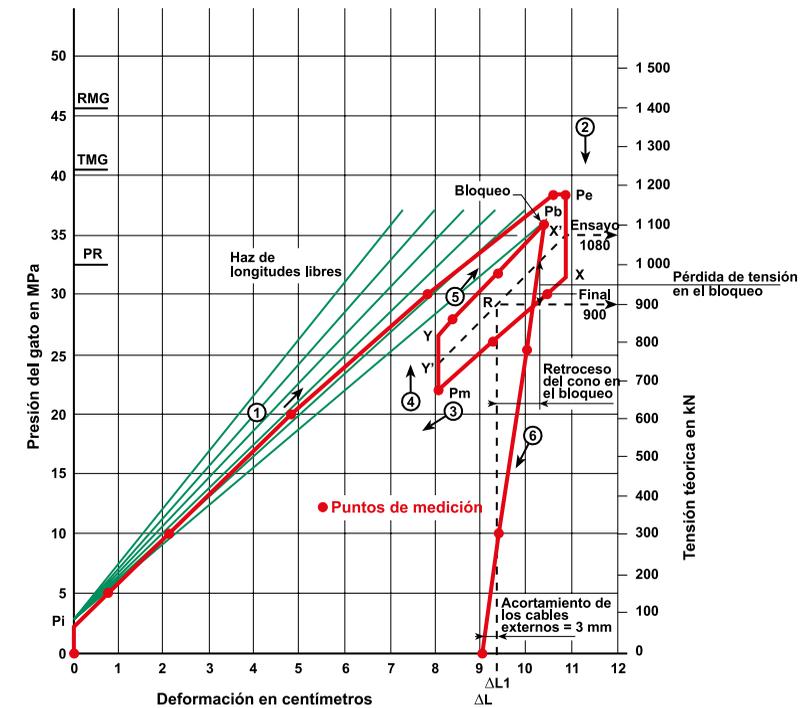
- un aumento de la presión (3 o 4 niveles),
- un descenso de la presión: si es posible, con deformación nula (1 nivel),
- una descompresión con deformación (2 a 3 niveles),
- un nuevo aumento sin deformación (1 nivel),
- un nuevo aumento con deformación hasta la presión de bloqueo (2 a 3 niveles),
- la medición de las deformaciones residuales.



Interpretación

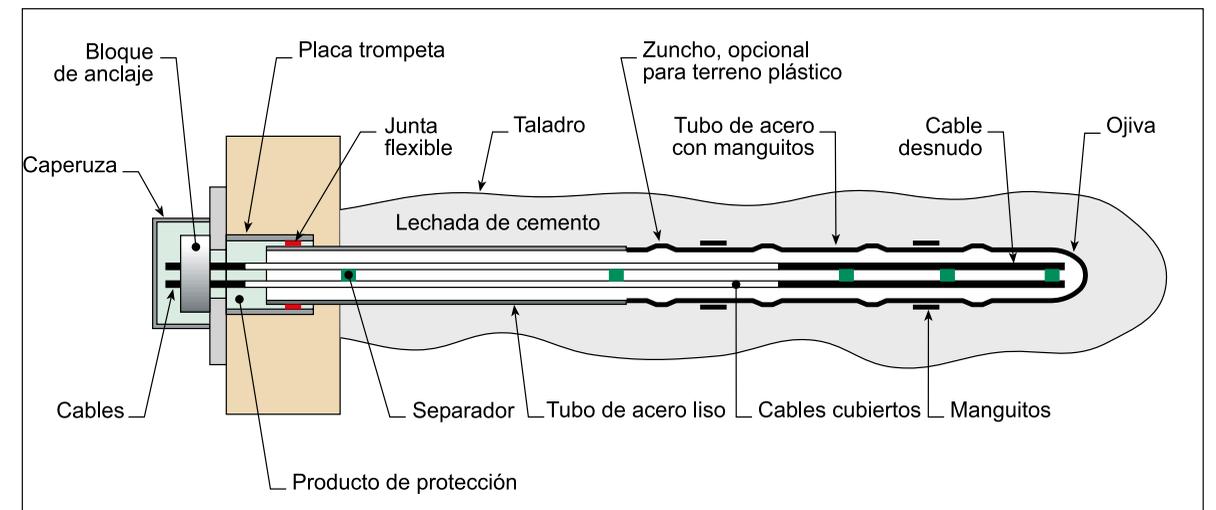
Se hace aparecer sucesivamente:

- la presión inicial, que representa los rozamientos en la punta al comienzo,
- la presión máxima de ensayo; el segmento $P_i - P_e$ debe encontrarse en el interior del haz; determina la longitud libre realmente obtenida,
- el punto construido: representa el doble de los rozamientos en la punta (gato - punta + manómetro),
- el centro del segmento $P_e - X$ brinda la tensión máxima de ensayo del sellado,
- la presión mínima de descompresión P_m ,
- el punto construido Y y el centro de $P_m - Y$,
- la presión durante el bloqueo; los segmentos $X - P_m$ y $Y - P_b$ deben ser sensiblemente paralelos; el segmento $Y - X'$ representa los verdaderos valores de las tensiones que corresponden a las deformaciones medidas, es decir, excluidos todos los rozamientos,
- ΔL_1 se fija unos milímetros por encima de ΔL medido para tener en cuenta el alargamiento de la parte de los cables situada entre la cabeza de bloqueo y la sujeción del gato,
- el punto R construido a partir de $X' - Y'$ y de ΔL_1 da la tensión final real del tirante, o tensión residual; además, el gráfico permite determinar la pérdida de tensión en el bloqueo y la vuelta de la cabeza de apoyo al bloqueo.



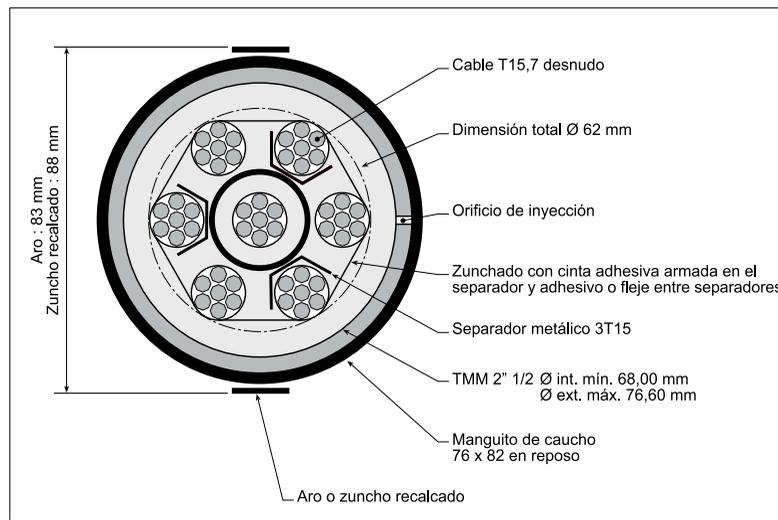
9. Descripción del anclaje tipo TMM

El tirante TMM (Tubo de metal con manguitos) es un tirante activo con cables, protegido contra la corrosión, de tipo permanente (P2); su capacidad se ajusta en función de las necesidades de 200 KN a más de 2.000 KN.

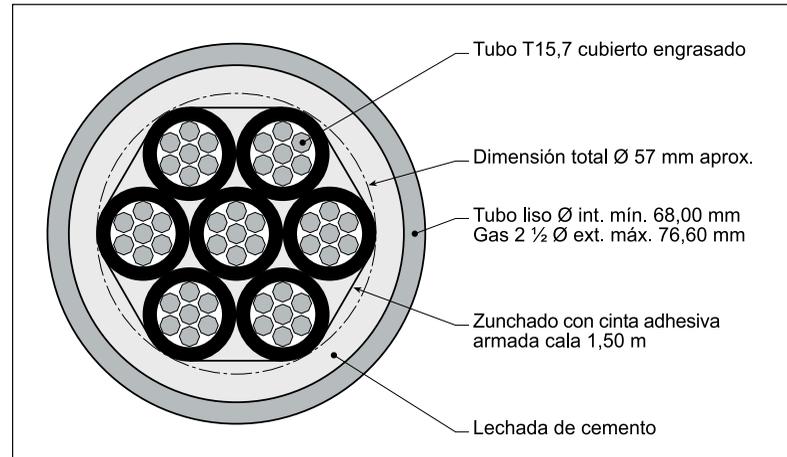


El tubo de acero TMM está lleno de lechada de cemento con alta relación C/E después de la última inyección a presión de la zona sellada.

Cortes y dimensiones totales



Corte en la parte de sellado >



< Corte en la parte libre

También son posibles otros tipos de anclajes

10. Normativa

- Norma NF EN 1997-1: cálculos de las obras geotécnicas,
- Norma NF P 94-282: cálculo de las obras de contención,
- Norma NF EN 1537: ejecución de los trabajos geotécnicos especiales – Anclajes, Recomendaciones TA 95,
- Norma NF P 94-153: ensayo estático del tirante de anclaje.



FRANCIA - Cruseilles A41 (2007) Muro de contención de Troinex

MÓNACO - Testimonio (2004 - 2005)
Pantalla berlina, hormigón proyectado, pantalla de lechada, tirantes provisionales y permanentes



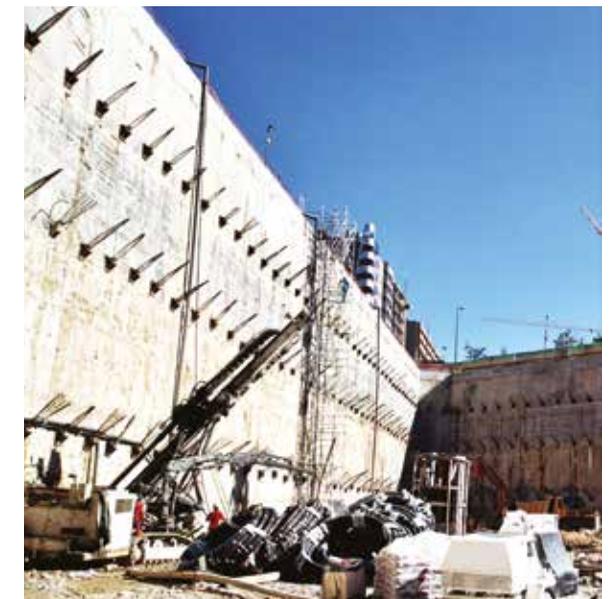
FRANCIA - Besançon - Túnel de Bois de Peu (2004) Muro anclado



ESTADOS UNIDOS - Represa de Gilboa (2006) Estabilización



ARGENTINA - Complejo hidroeléctrico de Potrerillos (2000)
Contención del talud noroeste de la futura central de Cacheuta



ESPAÑA - Valencia - Corte Inglés (2001)
Edificio de uso comercial

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO - ESTANQUEIDAD

1. Introducción

Los problemas relacionados con la presencia de agua en el suelo figuran entre los más complejos que se presentan en el aspecto geotécnico. Dependen:

- de las heterogeneidades del suelo,
- de la anisotropía,
- de las condiciones de alimentación de los acuíferos.

Todo ello forma un conjunto complejo que requiere conocer un gran número de parámetros.

Más allá de todo enfoque teórico, la experiencia es fundamental para llegar a conocerlos correctamente. No obstante, por más amplios y completos que sean el reconocimiento de suelos y la experiencia de la empresa, no se puede evitar todo riesgo aleatorio debido a la gestión del agua en el suelo.

Durante la elaboración de un proyecto, la presencia de agua en el suelo debe llevar a plantearse las siguientes cuestiones:

- ¿Cuáles son los acuíferos presentes?
- ¿Cuál será el caudal que es necesario bombear y cómo captarlo?
- ¿El impacto del descenso del nivel freático sobre el entorno de la obra será aceptable?
- ¿Es conveniente colocar en el suelo elementos que modifiquen las filtraciones?
- ¿Qué medios serán necesarios para asegurarse de que durante toda la duración del bombeo las obras se lleven a cabo como estaba previsto?

2. Diseño

2.1. Reconocimiento

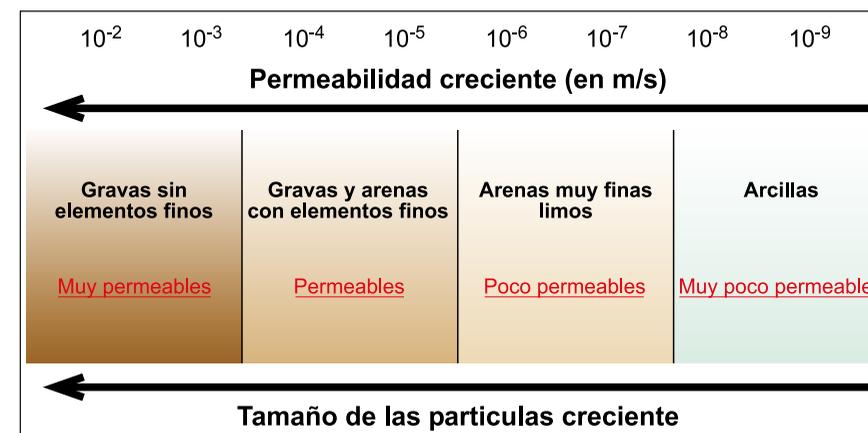
Como en todo proyecto geotécnico, el control de los problemas que plantea el descenso del nivel freático requiere una campaña de reconocimiento que debe permitir identificar todos los acuíferos que afecten al proyecto y caracterizarlos en términos de:

- Potencia,
- naturaleza (manto libre, manto cautivo),
- permeabilidad,
- condiciones de alimentación.

La medición de la permeabilidad de un horizonte puede efectuarse de diferentes maneras, indicadas a continuación del menos al más fiable:

• En el laboratorio, a partir de muestras recogidas en barrenos realizados in situ. Pueden citarse los ensayos de medición directa de la permeabilidad (permeametría) y los métodos de Hazen y Kozeny, que combinan la permeabilidad con la granulometría.

- In situ. En este caso se distinguen:
 - los ensayos puntuales: ensayos «Lugeon» en la roca y «Lefranc» en terreno aluvional,
 - los ensayos a gran escala. Se trata de ensayos de bombeo realizados con la ayuda de uno o varios pozos de bombeo y de piezómetros, que permiten tener, a la escala del proyecto, una buena imagen del comportamiento hidráulico de los terrenos.



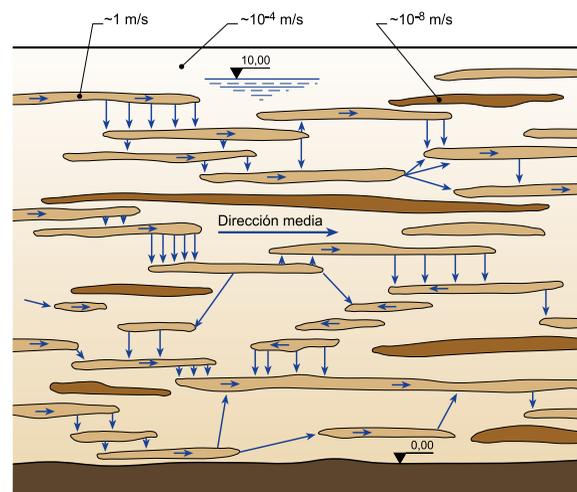
Escala de permeabilidad

Los inconvenientes de los ensayos puntuales (en laboratorio e in situ) son:

- la legítima duda sobre de la representatividad de los ensayos,
- el hecho de no tomar en cuenta la anisotropía de los suelos.

En cambio, los ensayos de bombeo permiten superar los límites de los ensayos puntuales y facilitan la obtención de una imagen lo más fiel posible de los horizontes afectados por el proyecto. La figura de la derecha ilustra el «efecto de escala», que no se puede abarcar con los ensayos puntuales. Para que pueda ser interpretado correctamente, un ensayo de bombeo requiere instalar:

- pozos de bombeo,
- piezómetros con toma de presión selectiva para medir adecuadamente la incidencia del bombeo en los diferentes acuíferos.

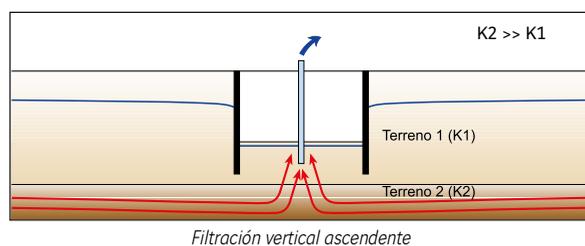
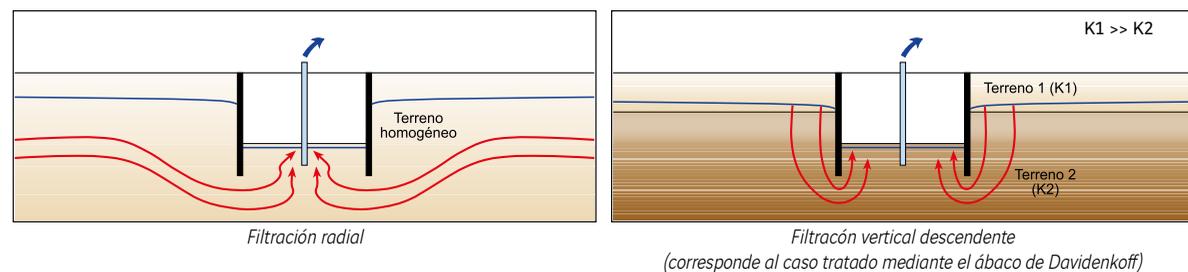


Ejemplo de efecto de escala sobre la permeabilidad

2.2. Tipos de filtraciones

Una vez identificados los diferentes horizontes y sus permeabilidades, es necesario identificar la red de filtraciones que generará el bombeo previsto.

Se distinguen tres tipos de filtraciones (véanse las figuras). Naturalmente, en un mismo lugar es posible encontrar una superposición de estos tipos.



2.3. Elaboración del proyecto

Las opciones técnicas dependen:

- de la hidrogeología,
- de la geometría de la obra,
- del entorno exterior,
- del marco contractual (caudal de bombeo máximo, por ejemplo).

Deben aplicarse teniendo en cuenta los riesgos descritos en el apartado 3.

Deben permitir determinar:

- los eventuales cortes: pantalla, inyección,
- los medios de bombeo (pozos, puntas filtrantes, etc.) y de control (piezómetros), (véanse las tablas que se incluyen al final del apartado 4, donde se indican los campos de aplicación de las diferentes técnicas).

2.4. Ejemplos de excavaciones profundas

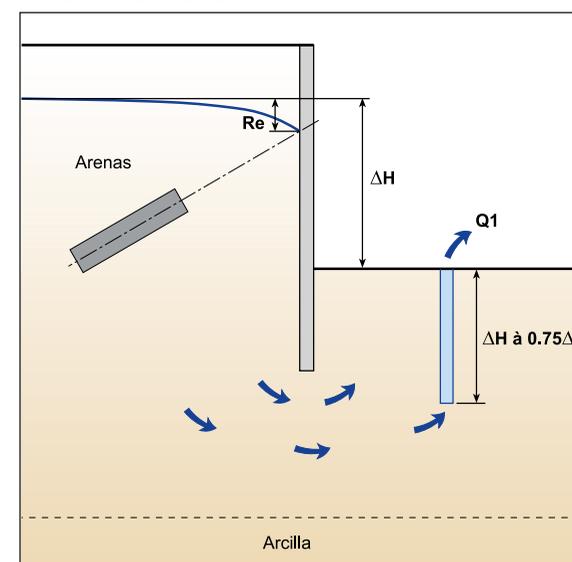
A continuación, presentamos las principales opciones que pueden seleccionarse para efectuar correctamente las excavaciones:

- en terrenos arenosos,
- en terrenos rocosos,
- en terreno consistente, en presencia de un horizonte más permeable en profundidad.

2.4.1. Excavación en terreno arenoso

Solución 1

Pantalla corta + bombeo

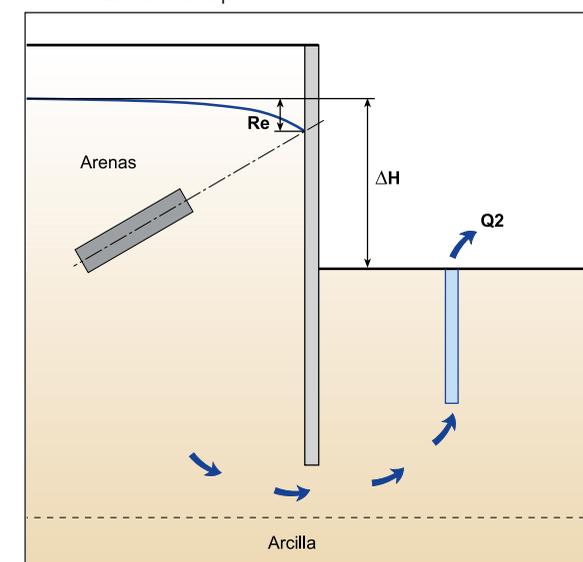


Esta solución es posible:

- si el caudal de bombeo es compatible con el entorno,
- si el caudal es fácil de captar (mayores dificultades para los limos y las arenas muy finas),
- si el descenso del nivel freático exterior Re es admisible.

Solución 2

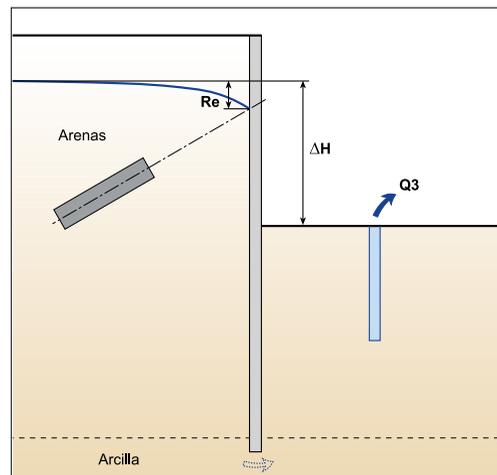
Profundización de la pantalla



La profundización de la pantalla aumenta la pérdida de carga: $Q2 < Q1$.

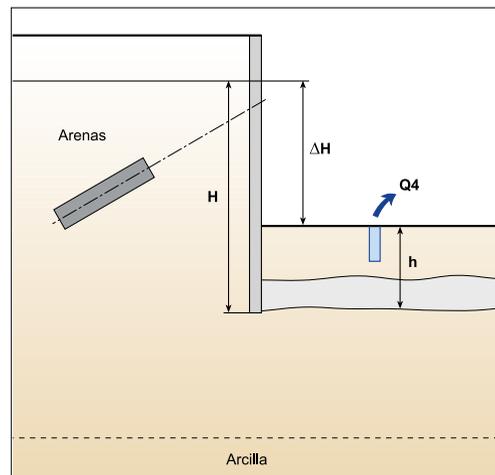
Nota: esta profundización de la pantalla puede sustituirse por la ejecución de una cortina de inyección prolongando la pantalla.

Solución 3
Empotramiento de la pantalla en la arcilla



Dado que la arcilla es mucho menos permeable que la arena, el anclaje de la pantalla en la arcilla permite disminuir el caudal de bombeo.

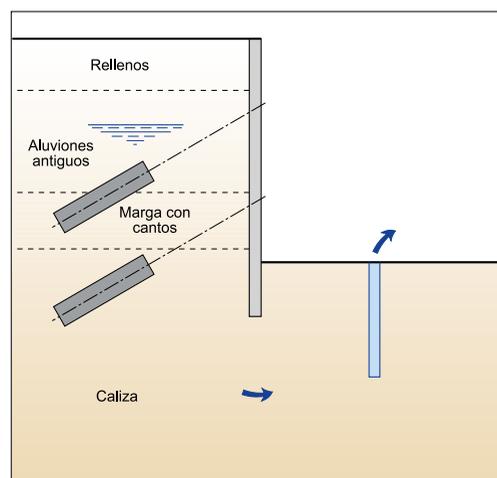
Solución 4
Pantalla corta y fondo inyectado



Esta solución se aplicará si, a una profundidad razonable, no se encuentra ninguna capa menos permeable. En tal caso, la pérdida de carga se concentra en el fondo inyectado, de baja permeabilidad. La presión hidráulica que se ejerce en su base se equilibra con el peso de los terrenos. Se busca un coeficiente de seguridad de 1,05. En general, se limita la gradiente hidráulico en la fondo inyectado a valores del orden de 3 a 5, en función de la naturaleza de los terrenos y de los productos de inyección.

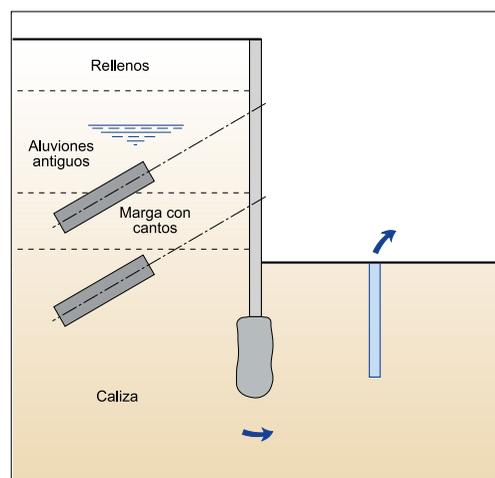
2.4.2. Excavación en terreno rocoso

Solución 1
Sólo bombeo



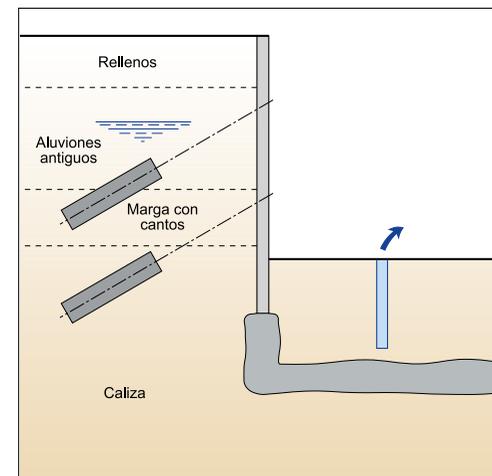
Esta solución puede presentar un riesgo de caudal importante, en particular en caso de erosión de las grietas de un macizo rocoso muy fracturado.

Solución 2
Bombeo + cortina inyectada



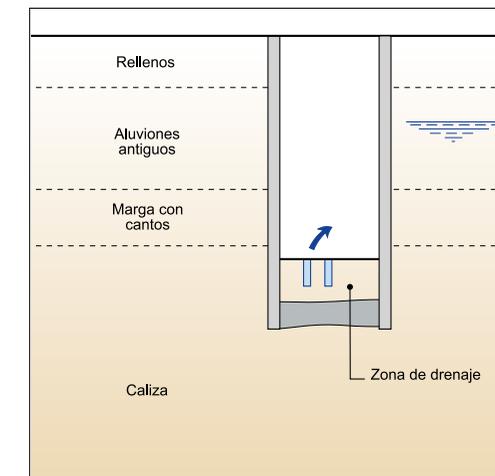
Es la solución más frecuente:
- El caudal lateral está bajo control; en cambio, se mantiene una incertidumbre sobre el caudal por el fondo.
- Los terrenos al nivel del empotramiento están protegidos, lo que disminuye el riesgo de erosión de las fracturas.

Solución 3
Bombeo + cortina y fondo inyectados



En esta solución los caudales laterales y de fondo están bajo control.

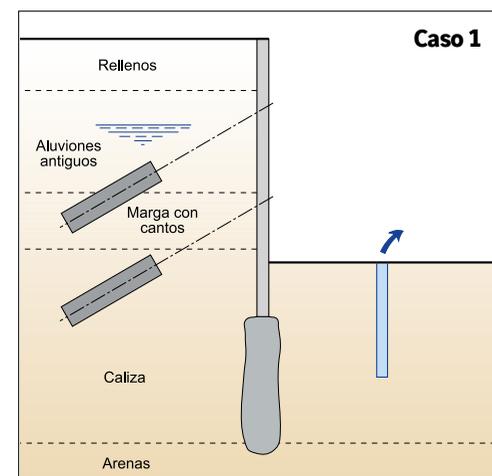
Solución 4
Variante para las excavaciones «estrechadas»
Trabajo en arcos de compresión.



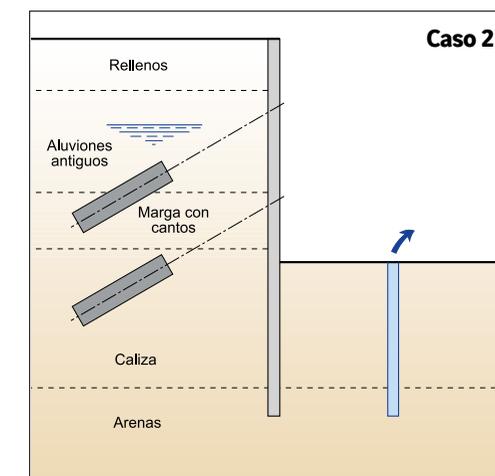
La estabilidad del fondo inyectado se asegura mediante el efecto de arco. Es necesario prestar especial atención a los valores de los gradientes en la inyección.

2.4.3. Fondo de excavación en terreno consistente con horizonte más permeable en profundidad

Es necesario asegurarse de la estabilidad de la «losa» de terreno situada entre el fondo de excavación y el techo de la capa permeable; de hecho, las presiones hidráulicas se aplicarán al nivel de esta interfaz.



En este caso la presión hidráulica que se ejerce en la base del terreno consistente se equilibra con el peso de los terrenos.

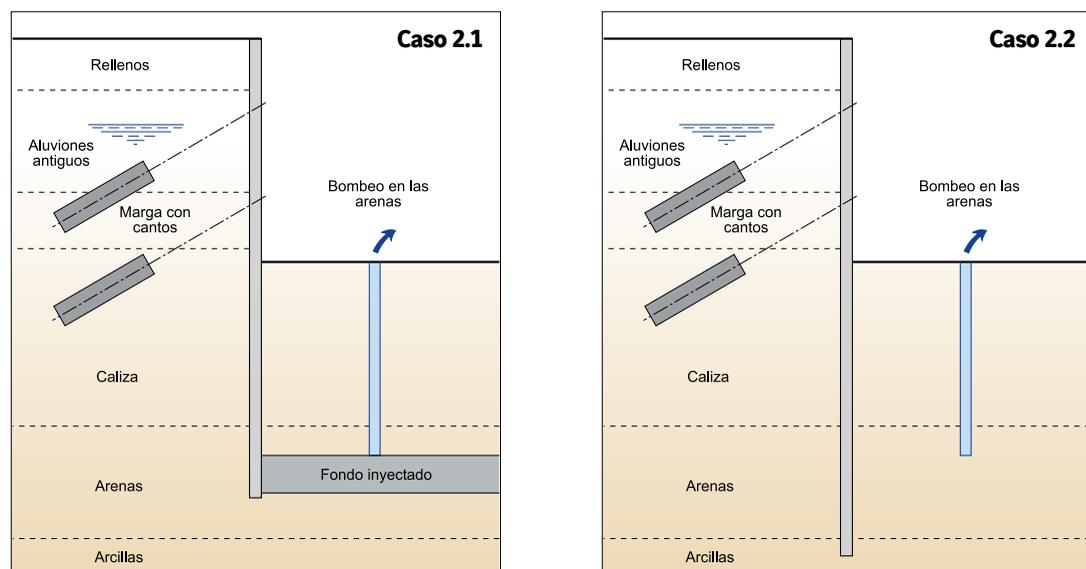


El espesor de la «losa» es insuficiente. Por lo tanto, hay inestabilidad que puede provocar la erosión de las arenas subyacentes e incluso la rotura de la «losa de terreno». Es necesario bombear en las arenas para lograr bajar la presión, lo cual implica un aumento del caudal de bombeo.

Observación: este problema de inestabilidad de un horizonte natural también puede plantearse, por ejemplo, en presencia de una capa de arcilla poco profunda dentro de un horizonte arenoso. Entonces puede resultar necesario efectuar pozos de descarga para asegurar su estabilidad.

Para limitar los caudales se podrá:

- realizar un fondo inyectado en las arenas,
- bajar la pantalla hasta un nivel subyacente impermeable, si existe.

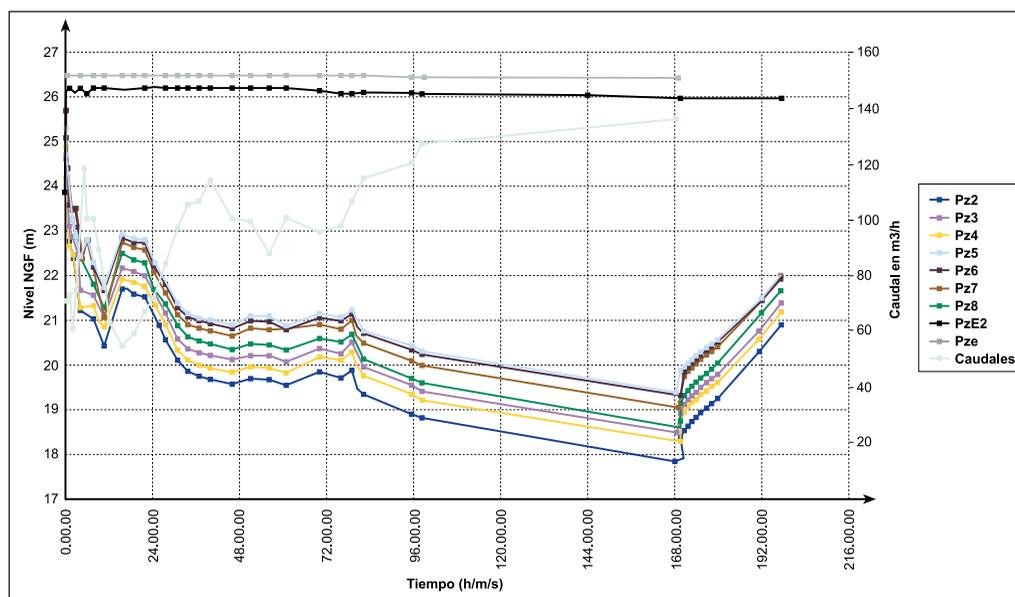


2.5. Recepción y seguimiento

Una vez ejecutados los trabajos, antes de proceder con las excavaciones se realiza un ensayo de bombeo.

El ensayo de bombeo puede interpretarse:

- en régimen estabilizado (descenso de nivel freático y caudal constantes). En caso de permeabilidad baja o de gran tamaño de obra, la estabilización puede no obtenerse durante el ensayo. Entonces el caudal específico se interpreta en régimen pseudo estabilizado, que da un valor por exceso,
- en régimen transitorio, en fase de bombeo, y después de la interrupción del bombeo.



Ejemplo de gráfico de un ensayo de bombeo con caudal constante

La interpretación del ensayo de bombeo permitirá:

- validar la buena ejecución de las obras (verificación, por ejemplo, del anclaje continuo de la pantalla en un horizonte menos permeable),
- extrapolar el caudal de bombeo que será necesario para agotar la excavación y sus consecuencias sobre el entorno exterior,
- decidir de la posibilidad, en función de este último resultado, de adaptar el proyecto, si necesario:
 - la ejecución de un fondo inyectado o de una cortina inyectada,
 - la elección entre bombeo permanente y solera resistente a las presiones hidráulicas,
 - la modificación de la metodología de excavaciones; de este modo, por ejemplo, si se considera que el caudal alcanzado es demasiado importante y que ninguna técnica

permite reducirlo, se puede, en determinados casos, proceder a las excavaciones y al hormigonado de una solera (armada o no) debajo del agua. En general, esto se reserva a las excavaciones poco profundas.

Entonces suele ser necesario anclar la solera con micropilotes para que resista a las presiones hidráulicas,

- tener acceso al caudal específico. En efecto, para una excavación determinada, la relación caudal/descenso de nivel freático, o «caudal específico», normalmente es constante. Por lo tanto, es indispensable medirla regularmente durante todo el bombeo, es decir, en el caso de un bombeo permanente, durante toda la vida de la obra.

De este modo, por ejemplo, un transporte de finos por erosión regresiva se manifestará a través de un aumento del caudal específico.

2.6. Comportamiento de la obra en servicio

Según el caudal de bombeo final, la elección podrá ser:

- una solera drenante con bombeo permanente. En este caso, es necesario realizar el mantenimiento de la obra (limpieza de los drenes, etc.) y verificar su comportamiento (caudal específico, piezometría) durante toda su vida útil.
- una solera resistente a las presiones hidráulicas. En este último caso:

- si el peso de la obra es inferior a la presión, será posible «aumentarlo» lastrando un volumen de suelo subyacente mediante pilotes, micropilotes o tirantes verticales,

- incluso si el bombeo de la excavación durante los trabajos se efectuó bajo la protección de un fondo inyectado, después de la interrupción del bombeo, las presiones hidráulicas se ejercerán debajo de la estructura y no debajo del fondo inyectado.

3. Los efectos negativos de las filtraciones

Toda filtración se traduce por una fuerza de filtración proporcional al gradiente hidráulico.

3.1. Estabilidad de los fondos de excavación

Las filtraciones ascendentes verticales son particularmente peligrosas, pues, en ese caso, la fuerza de filtración disminuye la presión efectiva y, por lo tanto, la resistencia al corte del suelo. Por ello, resulta muy perjudicial para la vida útil de las pantallas de contención, que solicitan al suelo en empuje pasivo para asegurar su equilibrio.

Los casos límite corresponden:

- en suelo granular, a la anulación de la presión efectiva vertical cuando la presión hidráulica iguala a la presión total vertical: fenómeno de sifonamiento de terreno debido a una filtración,
- en suelo coherente, a la aparición de una fracturas hidráulicas en el suelo.

Por lo tanto, es necesario controlar las filtraciones debajo del fondo de excavación.

El método más frecuentemente utilizado para lograrlo consiste en la instalación de dispositivos de corte hidráulico y de bombeo realizados mediante estructuras filtrantes profundas.

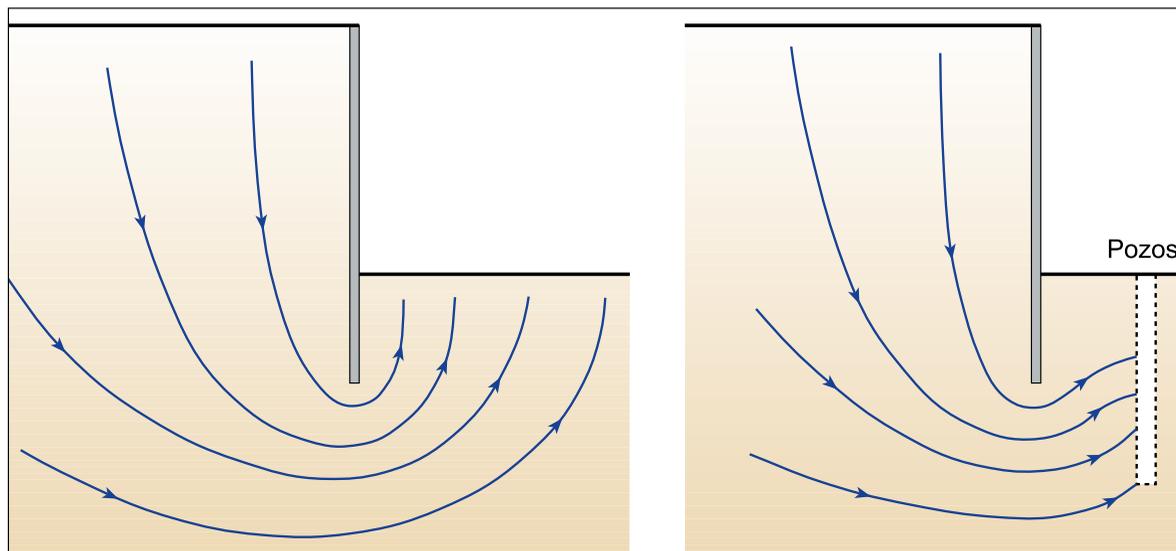
En efecto, ante las dificultades de evaluación de los gradientes hidráulicos y la complejidad de los fenómenos asociados, lo usual es limitar al máximo esos gradientes mediante la instalación de estructuras filtrantes.

Esas estructuras filtrantes - pozos filtrantes, puntas filtrantes, drenes, trincheras drenantes - permiten rectificar las líneas de filtración y, por consiguiente, minimizar los gradientes ascendentes y las filtraciones no controladas en el fondo de excavación.

La eficacia del sistema depende de la durabilidad de esas estructuras (control de los colmatados de los pozos en particular) y de los riesgos de interrupciones intempestivas del funcionamiento de las bombas (corte de alimentación

eléctrica). Normalmente, el diseño de ese dispositivo se basa en ensayos de bombeo representativos y en la utilización de simulaciones de diferencias o elementos finitos. La necesidad de controlar las filtraciones se aplica más específicamente a los terrenos arenosos y limosos, propicios

a posibles erosiones regresivas; sin embargo, resulta válida para todos los terrenos a fin de asegurar el trabajo en empuje pasivo de una contención y la estabilidad del fondo de excavación ante el riesgo de sifonamiento.



Utilidad de los pozos profundos

Aspectos prácticos

Por oposición a un bombeo en plena excavación (drenaje de superficie, trinchera de poca profundidad realizada por excavaciones convencionales), un descenso del nivel hidráulico adecuado respeta y asegura tres condiciones:

- no se produce arrastre de materiales,
- fondo de excavación seco,
- fondo y taludes estables.

El descenso del nivel hidráulico se efectúa por bombeo mediante elementos filtrantes; los más comunes son las puntas o pozos, que en esta guía son objeto de una descripción detallada.

3.2. Erosión regresiva

Para gradientes inferiores al gradiente crítico que implica sifonamiento, puede haber arrastre de finos del terreno, en particular en puntos que presentan debilidades: entonces se produce erosión regresiva o tubificación hidráulica. Este fenómeno, localizado, depende de la granulometría y aumenta con el tiempo, provocando una desorganización de la estructura interna del suelo.

Puede producirse, por ejemplo, debido a un sondeo de reconocimiento mal cementado.

Por lo tanto, en caso de tubificación, sobre todo, no hay que bombear sin precaución, pues se corre el riesgo de agravar incluso el fenómeno: el bombeo no controlado provoca el arrastre de finos; lo que produce un aumento del gradiente y, por consiguiente, de las fuerzas de filtración; que al ser más importantes arrastran más material, etc.

La erosión regresiva constituye un riesgo importante para las obras cercanas: movimientos de suelos, derrumbes, etc.

Se puede:

- bombear teniendo cuidado de instalar un filtro (sacos de arena),
- en caso de caudal importante, dejar que el agua suba hasta el nivel del manto freático para detener la filtración y, por consiguiente, interrumpir el fenómeno; luego se trata el problema mediante otros métodos (inyecciones, intervenciones de buzos, etc.).

En todo caso, es necesario actuar con rapidez, habiendo anticipado el fenómeno.

El mismo fenómeno puede producirse debido a un pozo de bombeo mal diseñado, cuyo complejo filtrante deja pasar los finos del terreno. Entonces puede detectarse midiendo regularmente el caudal específico de la excavación. Es necesario verificar que dicho caudal no aumente con el tiempo.

4. Dispositivos de abatimiento de nivel freático y de cortes hidráulicos

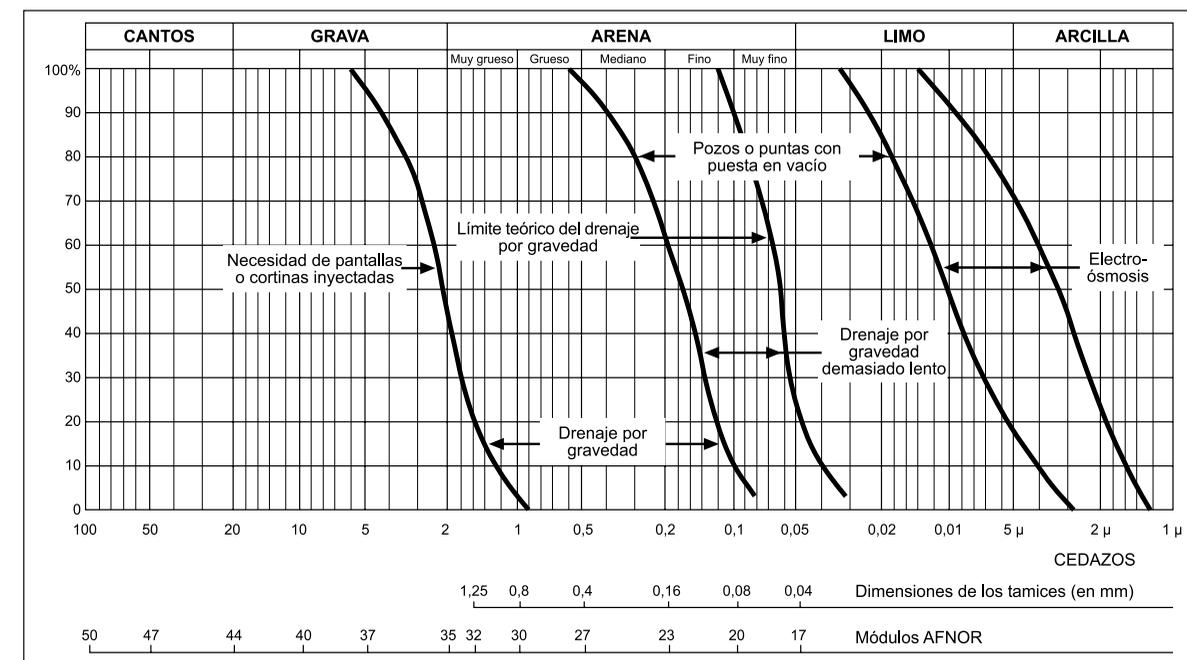
4.1. El abatimiento del nivel freático: campo de aplicación

Las técnicas de abatimiento de nivel freático se aplican en los terrenos más bien homogéneos cuyas permeabilidades son superiores a 10^{-5} m/s.

Se aplican a excavaciones urbanas con caudales de unas decenas de m^3/h , así como a excavaciones relacionadas con obras de ingeniería civil (represas, por ejemplo), donde los caudales podrían llegar a varios miles de m^3/h .

En el caso de excavaciones urbanas normales, los pozos tienen una separación de unos quince metros y pueden bombear aproximadamente $30 m^3/h$.

El siguiente esquema permite delimitar las técnicas de desecación en función de los terrenos en los que se trabaje.



Técnicas de descenso de nivel freático utilizables de acuerdo con la permeabilidad del terreno (según Moretrench Corp.)

La siguiente tabla describe diferentes procedimientos de descenso de nivel freático.

TIPO DE OBRA	CAMPO DE APLICACIÓN	VENTAJAS	INCONVENIENTES
POZOS CON BOMBA	<ul style="list-style-type: none"> Gravas, arenas gruesas Agotamiento de excavación 	<ul style="list-style-type: none"> Material simple 	<ul style="list-style-type: none"> Erosión regresiva por arrastre de finos del terreno Inestabilidad de los taludes y de los fondos de excavación
POZOS FILTRANTES Y GRUPOS SUMERGIDOS	<ul style="list-style-type: none"> Arenas finas limosas a gruesas, gravas, roca fracturada Excavaciones profundas Depresión de mantos cautivos 	<ul style="list-style-type: none"> Estabilidad de los taludes y del fondo de excavación Ninguna limitación en la altura desecada Posibilidad de pozos con filtro sobre gran altura Posibilidad de separarse de la zona de trabajo Ningún ruido sensible con energía eléctrica Posibilidad de grandes caudales unitarios 	<ul style="list-style-type: none"> Costo de instalación elevado Puede requerir importantes sistemas de drenaje Supervisión continua día y noche Grupos electrógenos día y noche Grupos electrógenos de emergencia Coste de mantenimiento proporcional a la duración
POZOS FILTRANTES BAJO VACÍO	<ul style="list-style-type: none"> Arenas y gravas, arenas limosas, roca fracturada Para terrenos con permeabilidad relativamente importante 	<ul style="list-style-type: none"> Estabilidad de los taludes y del fondo de excavación Coste de mantenimiento inferior al de una instalación del mismo caudal en puntas filtrantes 	<ul style="list-style-type: none"> Instalación a veces costosa Supervisión continua día y noche Para agotamientos importantes se requieren varias etapas
PUNTAS FILTRANTES BAJO VACÍO O NO	<ul style="list-style-type: none"> Arenas medias o finas, arenas limosas Agotamiento de las excavaciones Depresión de mantos cautivos 	<ul style="list-style-type: none"> Estabilidad de los taludes y del fondo de excavación Instalación rápida y fácil en terrenos adecuados Ahorro Se adaptan bien a una obra evolutiva 	<ul style="list-style-type: none"> Instalación difícil en presencia de gravas gruesas, guijarros o bloques Supervisión continua día y noche Para una desecación superior a 5,50 m se requieren varias etapas
PANEL-DREN	<ul style="list-style-type: none"> Captación continua para estabilizar los deslizamientos de terreno Control del entorno para restablecer la circulación de mantos de agua subterráneos a uno y otro lado de una obra enterrada y permitir la instalación de puertas filtrantes en las pantallas de contención de un lugar contaminado 	<ul style="list-style-type: none"> Posibilidad de aislar hidráulicamente unos tramos durante las obras Profundidad importante hasta 20 m aprox. Calidad de las juntas Posibilidad de reexcavar y cambiar el filtro si anomalía No hay riesgo de puesta en presión durante la realización de la pantalla 	<ul style="list-style-type: none"> Coste de realización importante
GALERÍA DE DRENAJE	<ul style="list-style-type: none"> Evacuación de caudales importantes Estabilización de los deslizamientos (con drenes) Todo acuífero por encima de un sustrato poco permeable en el que se pueda excavar una galería 	<ul style="list-style-type: none"> Sin limitaciones para el agotamiento Fácil control de los niveles y caudales Posibilidad de galerías oblicuas Aumento del radio de acción con drenes 	<ul style="list-style-type: none"> Coste de instalación inicial elevado Riesgo de derrumbe durante la construcción

Nota: Para los ensayos de bombeo y el seguimiento de las bombas, se utiliza cada vez con mayor frecuencia un registro automático de los niveles piezométricos y de los caudales. Un sistema de alarma y de supervisión automático está asociado al dispositivo de bombeo para los proyectos sensibles.

4.2. Estanqueidad

Se distinguen:

- las cortinas y fondos inyectados,
- los cortes positivos realizadas con la colocación de un nuevo material después de la extracción del suelo.

TECNICAS A BASE DE PANTALLAS DE LECHADA O SIMILARES

MÉTODO	ÁMBITO	VENTAJAS	INCONVENIENTES
TABLESTACAS	<ul style="list-style-type: none"> Todo tipo de suelos, salvo escombros, gravas gruesas, arenas finas 	<ul style="list-style-type: none"> Procedimiento muy conocido y extendido Instalación rápida Posibilidad de incorporar la cortina a la obra o de recuperarla después de usarla 	<ul style="list-style-type: none"> Hinca por golpe difícil en gravas, arenas finas, escombros Vibraciones y ruidos en la colocación Precio elevado si no se recuperan las tablestacas Estanqueidad relativa, posibles ventanas
PANTALLAS DE LECHADA O PREFABRICADAS	<ul style="list-style-type: none"> Todo tipo de suelos Edificios con varios sótanos Aparcamientos subterráneos Estaciones de bombeo Exclusas, canales Blindaje de todo tipo de excavación 	<ul style="list-style-type: none"> Pueden incluirse en la obra definitiva Económicas en obra circular (pantallas de lechada) Posibilidad de anclaje en la roca Pocas vibraciones y ruido Sin problemas de corrosión Pueden realizarse en un espacio reducido Pueden realizarse cerca de cimentaciones existentes 	<ul style="list-style-type: none"> Coste elevado si su única función es la estanqueidad
PANTALLAS DE ESTANQUEIDAD GRUESAS (pantalla de lechada, pantalla de hormigón plástico)	<ul style="list-style-type: none"> Todo tipo de suelos Sin límite Cortes bajo presas, excavación Contención en lugar contaminado 	<ul style="list-style-type: none"> Rapidez de ejecución y bajo coste Posibilidad de anclaje en la roca Profundidades importantes (50 m y más) Estanqueidad elevada ($\leq 10^{-7}$ m/s) Posibilidad de adaptación a los movimientos del suelo 	
PANTALLAS DELGADAS	<ul style="list-style-type: none"> Limos, arenas, gravas 	<ul style="list-style-type: none"> Rapidez de ejecución y bajo coste Estanqueidad elevada ($\leq 10^{-7}$ m/s) Posibilidad de adaptación a los movimientos 	<ul style="list-style-type: none"> Profundidad limitada a 25 m Sin anclaje en la roca
PILOTES SECANTES	<ul style="list-style-type: none"> Todo tipo de suelos Edificios con varios sótanos Aparcamientos subterráneos Estaciones de bombeo Exclusas, canales Blindaje de todo tipo de excavaciones 	<ul style="list-style-type: none"> Ocupan el menor espacio posible Pocas vibraciones y ruido Pueden realizarse muy cerca de cimentaciones existentes 	<ul style="list-style-type: none"> Dificultades técnicas más allá de 20 m de profundidad Momentos resistentes inferiores a los de una pantalla Coste elevado

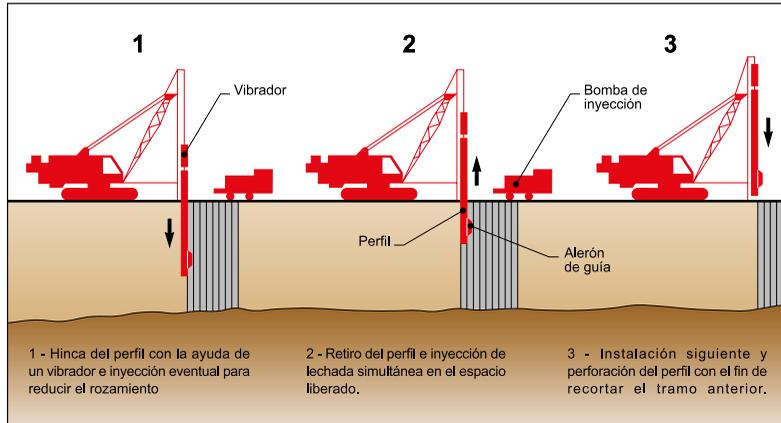
TECNICAS A BASE DE INYECCIÓN

MÉTODO	ÁMBITO	VENTAJAS	INCONVENIENTES
INYECCIÓN DE IMPREGNACIÓN	<ul style="list-style-type: none"> Roca, suelos permeables 	<ul style="list-style-type: none"> Pequeña perforación Flexibilidad, adaptabilidad 	<ul style="list-style-type: none"> Límite en los suelos $K \geq 10^{-6}$ Resultado $> 10^{-6} - 10^{-7}$ m/s Durabilidad de las lechadas químicas
JET GROUTING	<ul style="list-style-type: none"> Suelos y rocas alterados 	<ul style="list-style-type: none"> Pequeña perforación Flexibilidad, adaptabilidad 	<ul style="list-style-type: none"> Problema de desviaciones de las perforaciones Volumen de rechazos muy importante

La técnica de la pantalla delgada

La construcción de una pantalla delgada se efectúa mediante la vibroperforación de un perfil metálico en forma de «H» provisto de tubos de inyección. Cuando el perfil sube, se procede a la inyección en la base del vacío creado. La cavidad del perfil con forma de «H» se rellena con la lechada formando uno de los paneles de la pantalla de lechada delgada.

La repetición de este proceso forma una pantalla estanca continua. En ciertos terrenos es posible combinar la vibroperforación con un chorro de lechada a alta presión para facilitar el descenso del perfil.



FRANCIA - Estrasburgo
Dique del Rin

Fases de ejecución de una pantalla delgada

INYECCIONES

5. Algunas obras de referencia



FRANCIA - Le Havre - Port 2000



FRANCIA - Concarneau - Dique seco



INDIA - Presa de Chasma



INDIA - Presa de Teesta

1. Principio

La inyección en un suelo o en una estructura (mampostería o albañilería), dentro de taladros, de un producto bombeable que se vuelve rígido con el tiempo (lechada) permite impermeabilizar y/o consolidar ese suelo o esa estructura rellenando los vacíos.

Las lechadas pueden llenar los vacíos del suelo, las grietas de una roca, los cavidades de disolución (se habla entonces de inyección de grietas, de impregnación, de relleno) y/o penetrar con desplazamiento del terreno o fracturación (se

habla entonces de inyección de compactado o inyección sólida -véase el capítulo dedicado a este tema- y de inyección por fracturación hidráulica).

La inyección con desplazamiento puede utilizarse para limitar las deformaciones de la obra que pueden generar las excavaciones (galerías y túneles, grandes excavaciones urbanas, etc.); se habla entonces de inyección de compensación (de los asentamientos); véase el capítulo dedicado a este tema.

Ejemplo de inyección de impregnación



PARÍS - Proyecto Meteor

Ejemplo de inyección por fracturación hidráulica

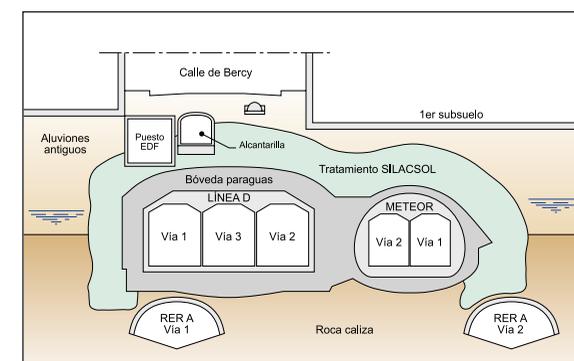


TAIWÁN - Túnel de Tzechiang

2. Campos de aplicación

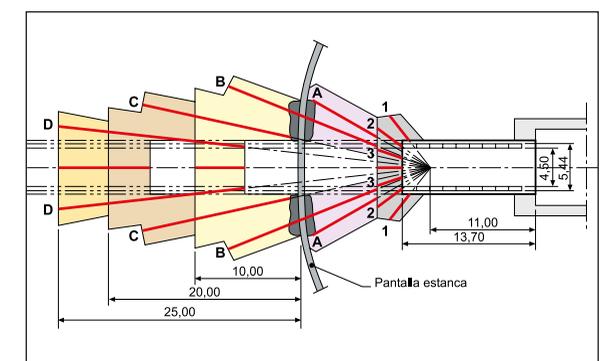
Desde el comienzo las excavaciones subterráneas fueron un campo privilegiado de aplicación de las inyecciones, tanto para impermeabilización como para consolidación.

Túnel: tratamiento antes de la excavación



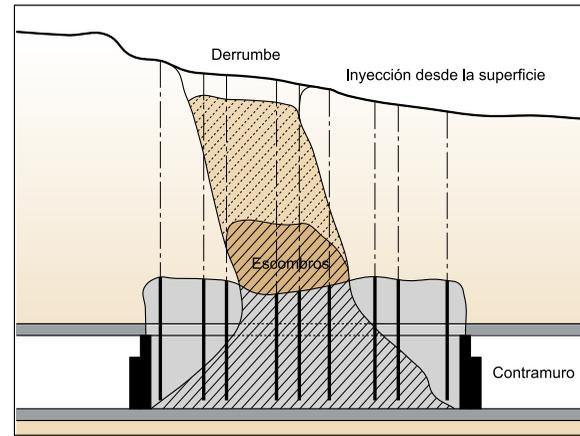
PARÍS - Líneas D3M10

Túnel: tratamiento llamado de avance



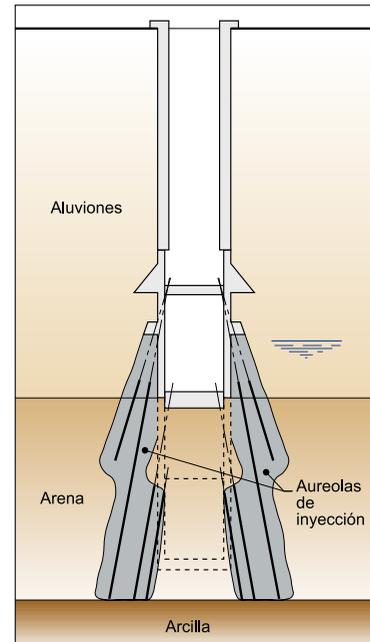
FRANCIA - Sangatte - Túnel debajo del Canal de la Mancha

Túnel: trabajos de reparación



Consolidación de un derrumbe

Pozos profundos

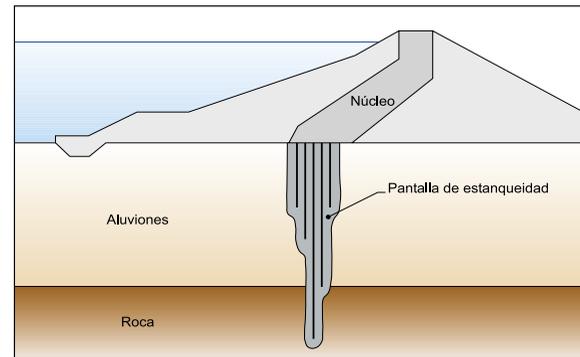


Consolidación / Impermeabilización para la excavación de un pozo >

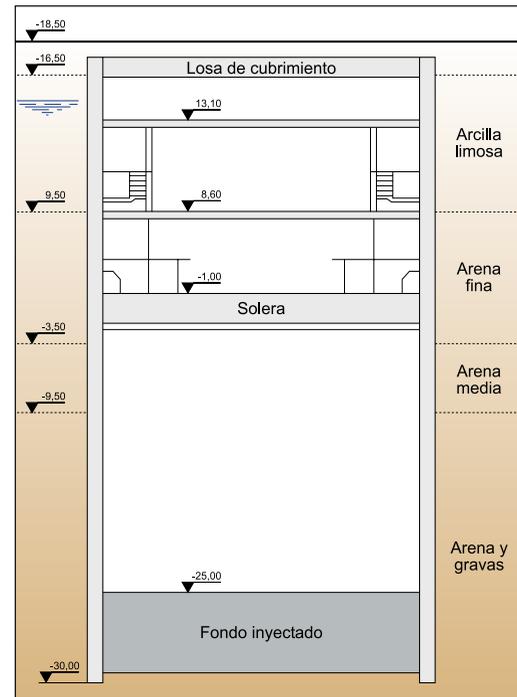
Para la estanqueidad del terreno de cimentación en las presas se recurre generalmente a las inyecciones.

Las excavaciones profundas suelen requerir un fondo estanco para limitar los caudales de bombeo a niveles aceptables.

Presas sobre aluviones

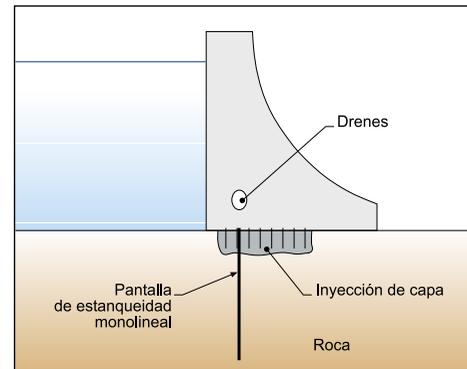


Cortina de estanqueidad multilínea en los aluviones



EGIPTO - Metro del Cairo
Fondos inyectados para la realización de las estaciones

Presas sobre sustrato rocoso

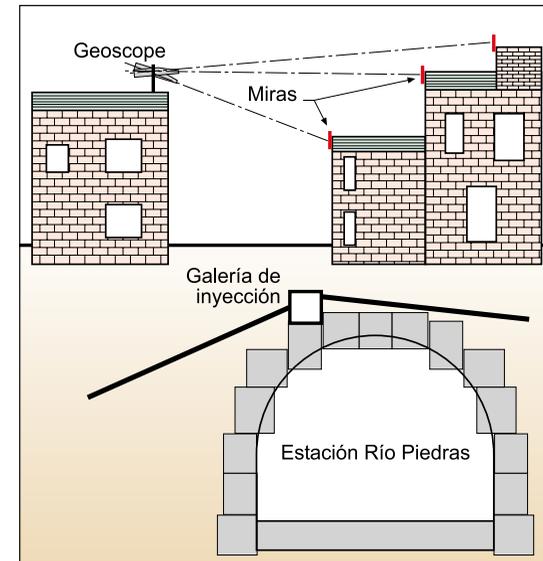


< Cortina de estanqueidad monolínea en la roca

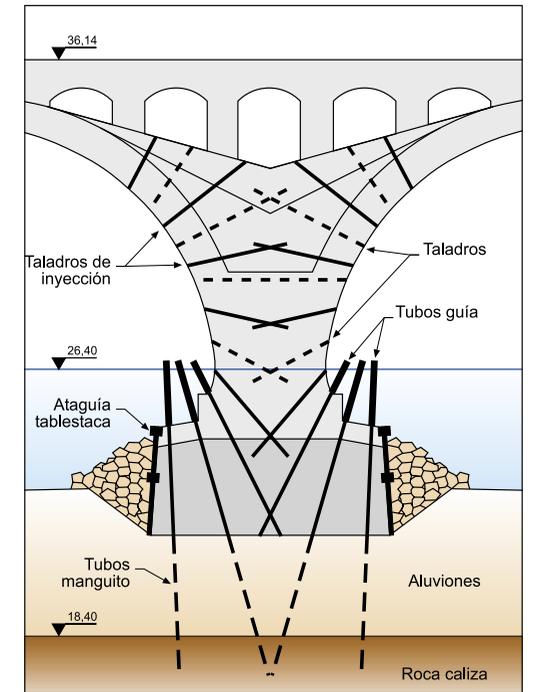


ESLOVAQUIA - Gabčíkova
Fondo inyectado en los aluviones del Danubio

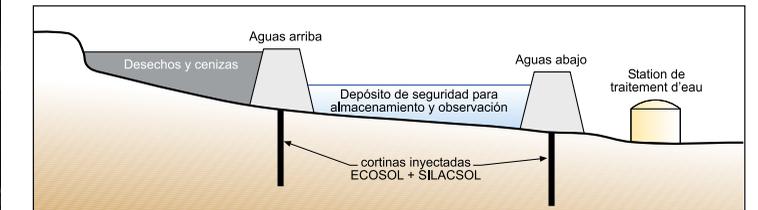
Las inyecciones también se utilizan en la protección de estructuras o en la consolidación de su cimentación, el relleno de canteras antiguas y el confinamiento de materiales y terrenos con riesgos para el medio ambiente.



PUERTO RICO - Inyección de compensación
Compensación de asentamientos generados por la realización de la estación Río Piedras



FRANCIA - París - Puente de Bercy
Consolidación del asiento de los pilares del puente y de las mamposterías de la obra



JAPÓN - Confinamiento por inyección
Confinamiento de un depósito de agua contaminada para la protección del manto freático

< FRANCIA - Mantenimiento del metro de París
Mantenimiento de los túneles y estaciones fuera de las horas de funcionamiento

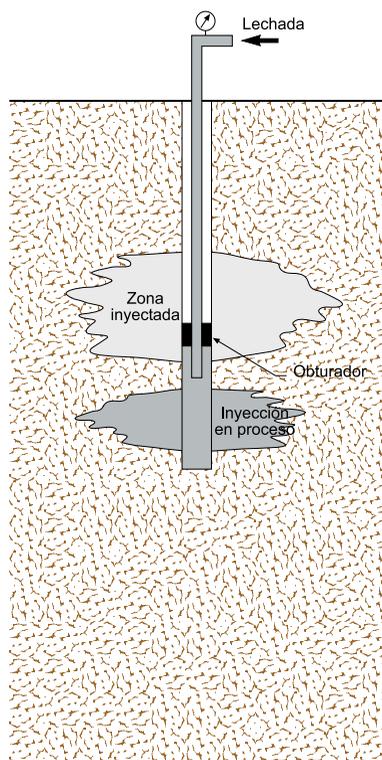
3. Técnicas utilizadas

Las técnicas utilizadas variarán en función de los objetivos previstos y del tipo de terrenos.

3.1. La perforación

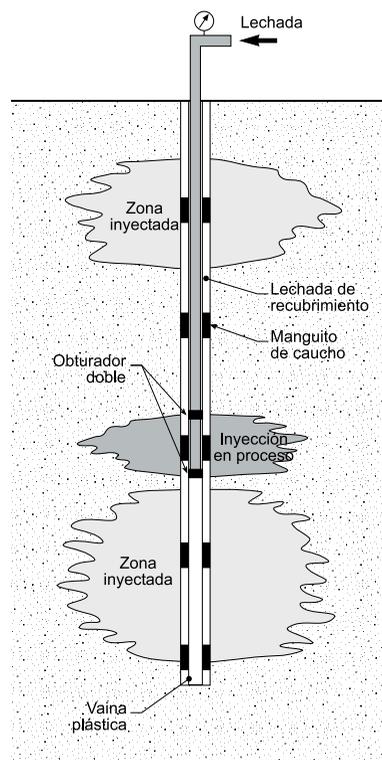
Se presenta una primera distinción entre los terrenos rocosos en los cuales la inyección podrá hacerse a «agujero abierto», con paredes de perforación estables, y los terrenos blandos en los que el taladro estará provisto de un «tubo con manguito» por el que descenderá el obturador de inyección.

INYECCIÓN A AGUJERO ABIERTO POR ETAPAS DESCENDENTES



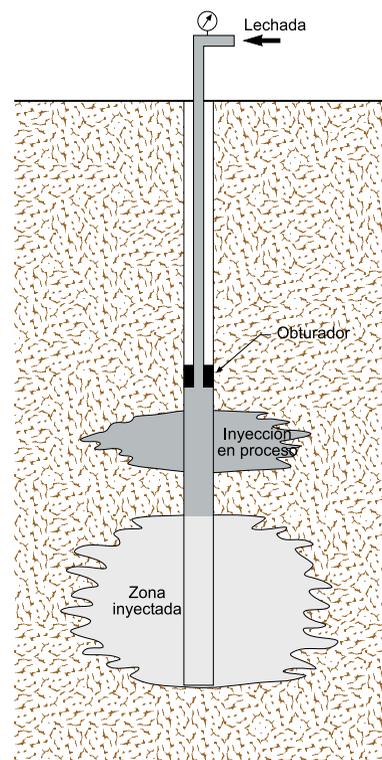
Roca muy fracturada o abierta

INYECCIÓN CON TUBOS MANGUITO



Inyección con obturador doble

INYECCIÓN A AGUJERO ABIERTO POR ETAPAS ASCENDENTES



Perforación estable en toda la altura

El tubo con manguitos es un tubo liso interiormente, perforado cada treinta a cuarenta centímetros. Estas perforaciones están recubiertas por aros de caucho llamados «manguitos» que actúan como válvulas. Este tubo está sellado al terreno mediante una lechada de bentonita cemento con baja dosificación (la lechada de recubrimiento) para evitar el ascenso de la lechada de inyección por el espacio anular.

Malla de los taladros

La malla de los taladros depende de la naturaleza de los terrenos, de las lechadas utilizadas y del objetivo previsto. En todo caso, cuanto más fino es el terreno, más apretada debe ser la malla. La siguiente tabla ofrece un intervalo medio de las mallas comunes:

OBRA	TERRENO	MALLA DE LOS TALADROS
Cortinas	Aluviones	2 líneas mín. de taladros distancia entre taladros: 1 a 3 m
	Roca	1 a 3 líneas de taladros distancia entre taladros: 1,5 a 6 m
Tratamiento en masa	Aluviones	Malla de los taladros: 1 x 1 a 3 x 3 m
	Roca	Malla de los taladros: aprox. 3 x 3 m
Fondos inyectados	Aluviones	Malla de los taladros: 1,5 x 1,5 a 3 x 3 m
	Roca	Malla de los taladros: aprox. 3 x 3 m

3.2. Lechadas de inyección

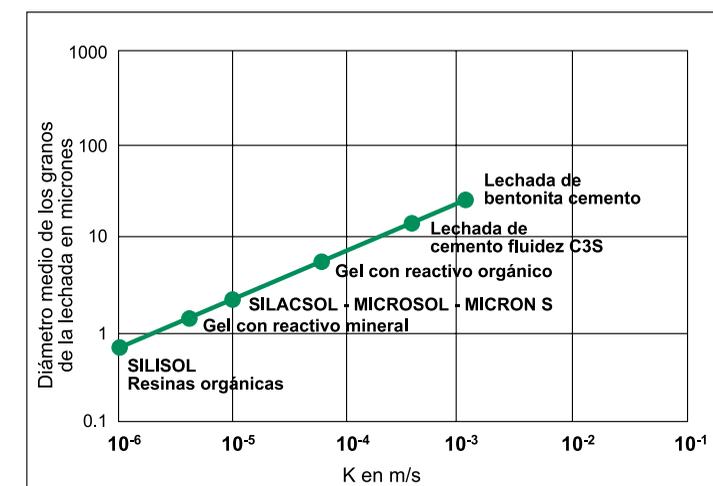
Las lechadas de inyección pueden ser:

- Líquidas: su capacidad de penetración está relacionada principalmente con su viscosidad y con la evolución de esta viscosidad con el tiempo.
- Suspensiones: además de la viscosidad, estas lechadas presentan también rigidez o cohesión, que limitará su radio de acción. El tamaño de los granos de la suspensión limita también la dimensión de los huecos de los poros accesibles a la lechada. A título informativo, generalmente se admite un relación mínima de 3 entre el tamaño del hueco y la dimensión del grano.

La estabilidad de las suspensiones (decantación, filtración bajo presión) es un parámetro de inyección importante: una lechada inestable actúa por relleno hidráulico de los granos, siendo expulsada el agua de la suspensión.

- Morteros: estas lechadas presentan una rigidez importante y se utilizan en el relleno de cavidades y huecos, o en inyección con desplazamiento: inyección sólida o de compensación.

En el gráfico siguiente se resume la capacidad de penetración de las lechadas en función de la permeabilidad del medio.



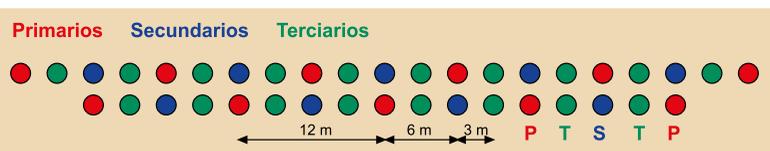
Límites de penetrabilidad de las lechadas basadas en la permeabilidad de los terrenos

Nuestro Laboratorio de Materiales puede proponer formulaciones de lechadas adaptadas en función del pedido y ha desarrollado un conocimiento técnico exclusivo, especialmente para la inyección de polvos finos o la contención de contaminantes (lechadas ECOSOL® y PETRISOL).

3.3. La inyección de roca

Para la inyección de roca el método universalmente admitido es el de «sellado progresivo», en el que se comienza por los taladros primarios, con una malla de 6 m por ejemplo, luego se procede a los taladros secundarios intermedios (con la misma malla que las primarias) y por último se realizan los taladros terciarios intermedios (la malla se reduce a la mitad), etc., hasta

la obtención del criterio deseado, generalmente expresado en permeabilidad Lugeon. El ensayo Lugeon es un ensayo normalizado de inyección de agua a diferentes niveles de presión. En términos de conductividad hidráulica, una unidad Lugeon es sensiblemente equivalente a $1 \text{ a } 2.10^{-7} \text{ m/s}$.

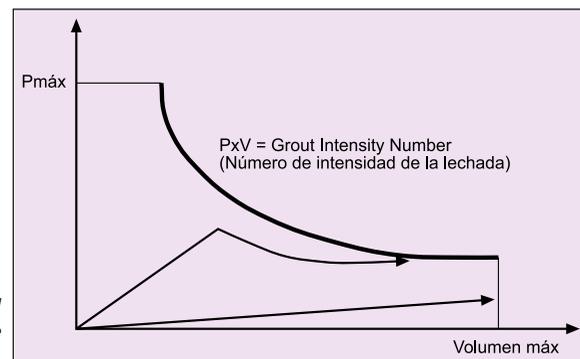


La malla final entre los taladros depende de la naturaleza de la roca y del objetivo previsto. Puede variar de 0,75 a 3 m.

Las alturas de cada paso varían entre 3 y 5 m, y excepcionalmente llegan a los 10 m.

La inclinación y la orientación de los taladros se adaptan a la fracturación de la roca

El método del Grout Intensity Number (GIN) propuesto por el profesor Lombardi experimentó un gran desarrollo gracias a la informatización del procedimiento (véase el capítulo 4). Este método relaciona los parámetros de presión e inyección que permiten obtener localmente radios de acción sensiblemente idénticos, sea cual sea la fracturación.



Método GIN
El caudal de la bomba se regula automáticamente para aproximarse lo más posible a la curva GIN.

3.4. La inyección de aluviones

La inyección de aluviones se realiza con tubos manguito, que normalmente comprenden 3 manguitos por metro. Generalmente la inyección se realiza en dos fases: una fase de una lechada de bentonita cemento destinada a rellenar

la granulometría gruesa y una fase de una lechada más penetrante (lechada líquida o suspensión superfina). El criterio principal es la cantidad necesaria para rellenar de manera óptima la porosidad del terreno.

3.5. Volumen de inyección

A título informativo, en la tabla siguiente se muestran los intervalos de volumen inyectado en función de la naturaleza del terreno y/o del tipo de tratamiento:

Arenas y gravas	25 - 35% de volumen del suelo
Arena fina	35 - 45% de volumen del suelo
Roca fracturada	5 - 15% de volumen del suelo
Fondo inyectado en tizas	8 - 25% de volumen del suelo
Tratamiento por fracturación hidráulica	10 - 20% de volumen del suelo

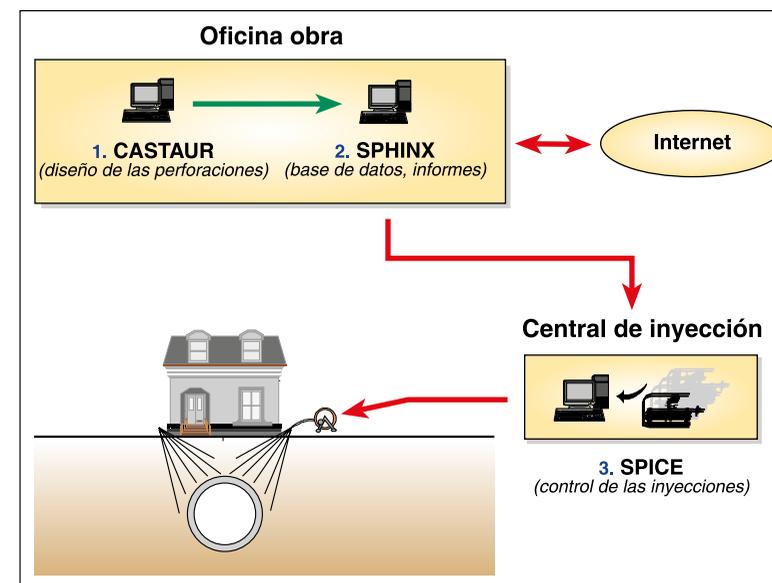
Intervalo de los volúmenes de inyección

4. La cadena informática de inyección

El control de la calidad durante la ejecución es un factor clave en el éxito de las obras de inyección. Por ese motivo, Soletanche Bachy ha desarrollado desde los años ochenta una cadena informática, llamada SPICE (por el nombre del sistema de supervisión) o GROUT I.T.® en Estados Unidos, que rápidamente se ha convertido en una herramienta imprescindible para gestionar eficazmente la enorme cantidad de datos de las obras de inyección, en todos los niveles de la producción: la elaboración del proyecto (implantación de las perforaciones, cálculo de las cantidades que es necesario inyectar), el control de la central de inyección (supervisión de las bombas, adquisición de las mediciones de caudal y presión) y, por último, el seguimiento técnico de

la calidad y de la producción. La cadena informática de tratamiento desarrollada por Soletanche Bachy comprende esencialmente:

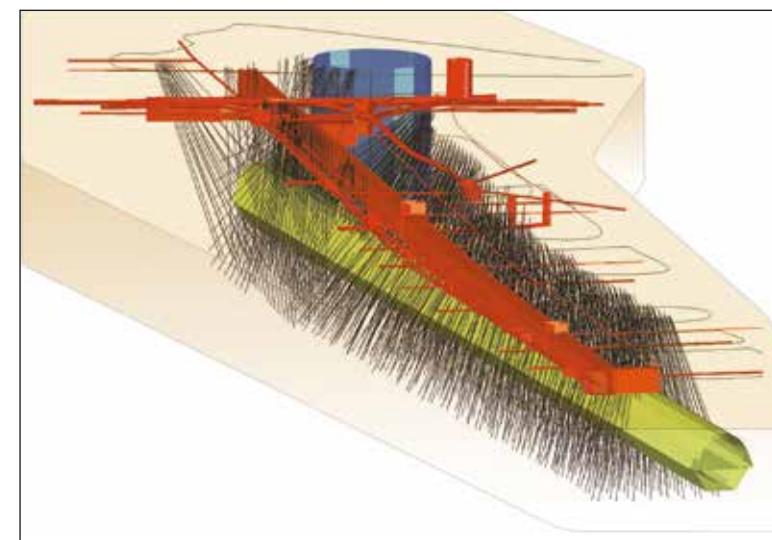
- el programa CASTAUR: para efectuar la síntesis de los elementos de reconocimiento y elaborar el plan de ejecución de las perforaciones,
- el sistema de supervisión SPICE instalado en la central de inyección que controla las bombas en función de instrucciones predeterminadas: para controlar el proceso de inyección,
- el programa SPHINX y sus herramientas de visualización gráfica: para la gestión de los datos de la inyección.



Cadena informática de las inyecciones

La ayuda de estas herramientas informáticas es considerable, pues aportan al mismo tiempo:

- **Seguridad**, gracias a un rigor y a una precisión mayores en la recogida de datos y el control de las operaciones en el terreno,
- **Calidad**: gracias a la potencia de las herramientas de síntesis y al análisis de los informes a la luz de los gráficos,
- **Eficacia**: mayores rendimientos de producción y un control eficaz y compatible con el ritmo cada vez más rápido de las obras.



< CASTAUR
Modelización en 3D de las perforaciones de inyección en un lugar particularmente complejo: en verde, el macizo inyectado alrededor del túnel en construcción. En rojo, las redes existentes. En azul, los pozos de acceso. En negro, las perforaciones.

CASTAUR - Diseño del plan de ejecución de las perforaciones

El programa CASTAUR se desarrolló para automatizar el diseño en 3D del plan de ejecución, en presencia de limitaciones múltiples: la geometría de la máquina de perforación, la disposición de la zona de la obra, los obstáculos enterrados (cimentaciones, redes, etc.), el volumen de inyección, la geología, etc.

CASTAUR permite definir y optimizar la disposición geométrica de las aureolas, de las perforaciones y de los manguitos en las situaciones más complejas. Además, permite reaccionar muy rápidamente ante las numerosas modificaciones durante el proyecto.



Central de inspección informática

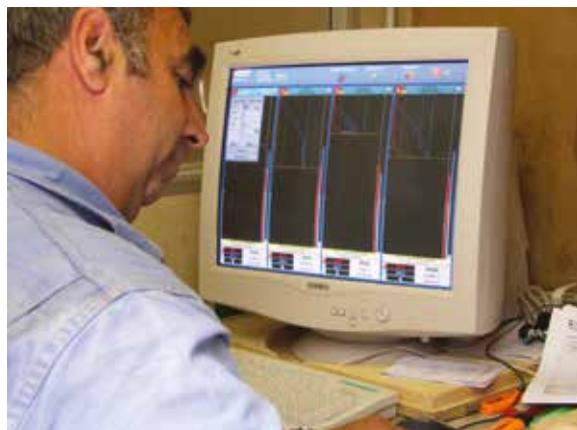


SPICE - Automatización del control de la central de inyección

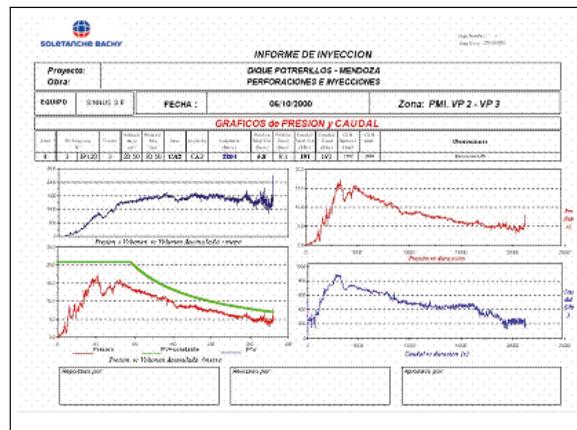
El sistema SPICE comprende:

- en cada bomba de inyección, sensores de presión y caudal reales relacionados con un tablero electrónico de control que permite efectuar la adquisición rápida de las señales y una regulación precisa del caudal de inyección;
- el programa SPICE, en un ordenador PC industrial, que supervisa el desarrollo de las inyecciones según una secuencia precisa, el inicio y la interrupción de cada paso de inyección según una serie de criterios predefinidos por el proyecto de inyección: volumen, presión, criterio GIN o Lugeon, rechazo presión, etc.

SPICE ofrece ventajas muy importantes para la ejecución de la obra: supervisión continua de las bombas, control de los caudales de inyección, respeto estricto de los criterios de interrupción y fiabilidad de los datos memorizados. Por último, un solo hombre puede supervisar una central de 12 puntos de inyección; las pérdidas de tiempo para pasar de un tramo de inyección a otro son reducidas.



SPICE
Vista del puesto de control informático de la central de inyección



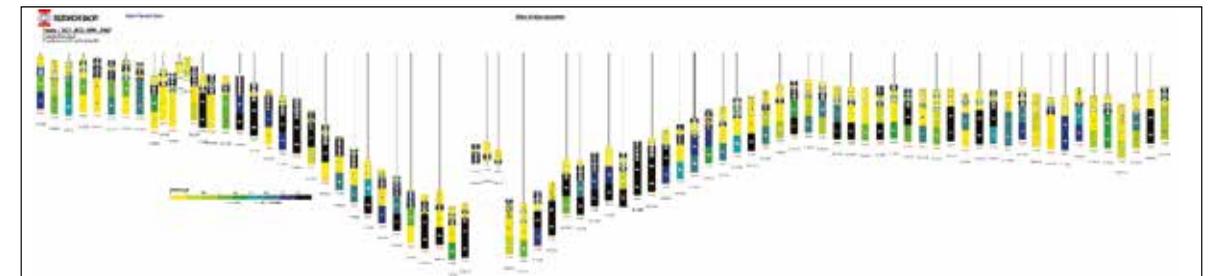
Control de las inyecciones en modo GIN

SPHINX - Gestión de los datos de inyección

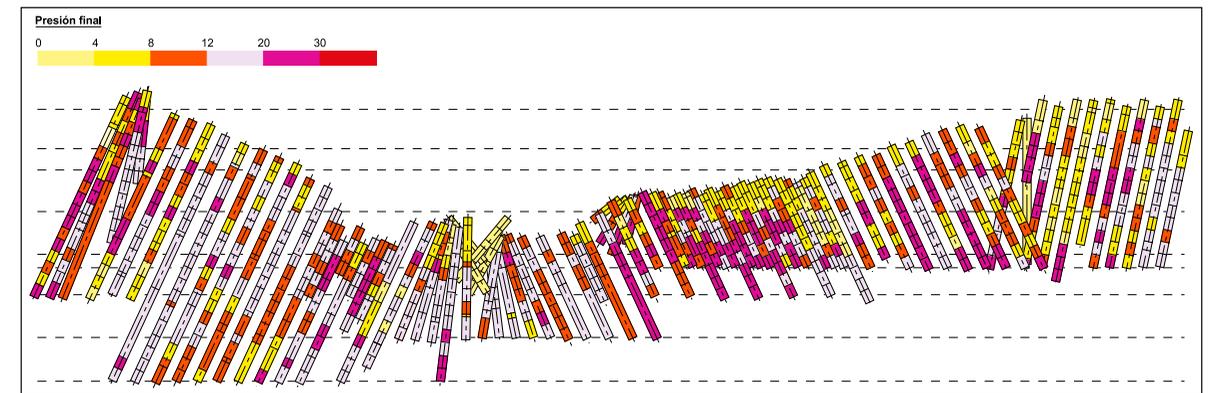
En una primera etapa, SPHINX permite elaborar las instrucciones de inyección en función de la geometría de las perforaciones (definida por medio de CASTAUR) y determinar las fases de las operaciones. En una segunda fase, SPHINX integra y permite validar los datos de cada puesto de trabajo registrados por SPICE en las centrales de inyección.

SPHINX registra toda esa información en una base de datos para analizarlos desde múltiples aspectos:

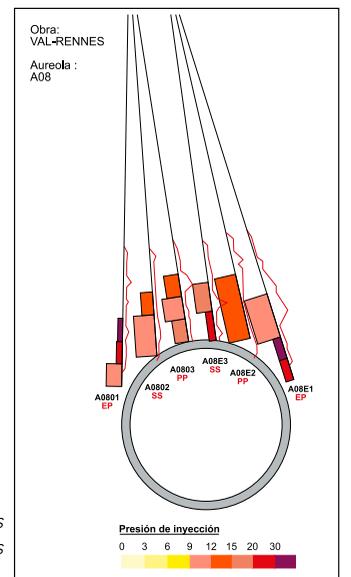
- informes de producción o informes contractuales,
- análisis multicriterios por aureola, por zona, por perforación, en forma de representaciones gráficas que permiten conocer de manera directa y global las zonas no inyectadas, las zonas que es necesario inyectar y el estado de avance general de los trabajos.



SPHINX
Ediciones gráficas del resultado de las inyecciones (presa de St Ferréol)



Symvoulos - Línea ascendente



Val-Rennes
Inyección calle de Orléans

JET GROUTING

1. Principio

El método de JET GROUTING consiste en desestructurar un suelo en profundidad con la ayuda de un chorro a alta presión (normalmente de 20 a 40 MPa) en una perforación y en mezclar el suelo erosionado con una lechada autoendurecible para formar en el terreno columnas, paneles y otras estructuras. Se caracteriza por una sustitución más o menos importante del suelo del lugar, de acuerdo con la naturaleza del mismo, la técnica empleada y el objetivo previsto.

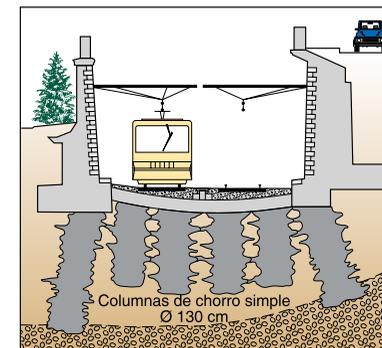
En los terrenos granulares, el chorro a alta presión dispersa los granos por erosión; en un suelo coherente el chorro corta la arcilla en trozos de mayor o menor tamaño. La alta presión es indispensable para obtener la energía cinética necesaria del chorro a través de una tobera o boquilla de pequeño diámetro. Durante la realización del JET GROUTING, los excedentes de materiales o rechazos (mezcla de suelo, agua y cemento) se recuperan en superficie para evacuación en descarga.

2. Campos de aplicación

La técnica se aplica a todos los terrenos blandos o a la roca blanda, principalmente en consolidación y en ciertas condiciones para tratamientos de estanqueidad: obras en recalce de edificios, cortes hidráulicos bajo presas, contención de excavaciones, columnas horizontales para proteger la

penetración de un túnel en formaciones de suelo suelto, cortinas de consolidación para muelles, etc.

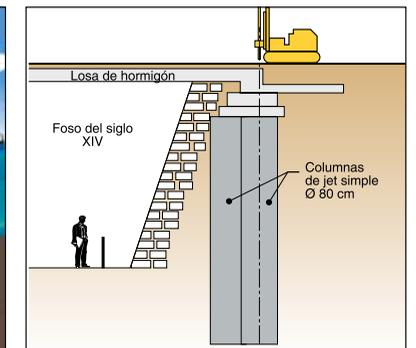
En caso de utilización de la función de estanqueidad, y según los criterios previstos, el JET GROUTING puede combinarse con un tratamiento adicional por inyección.



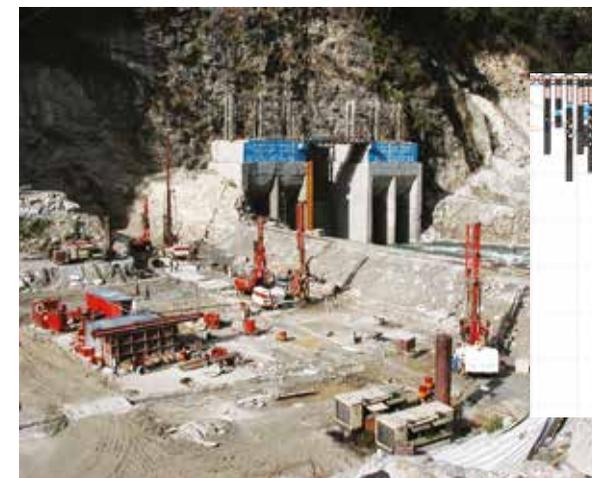
FRANCIA - París - RER C



FRANCIA - Concarneau - Muro de muelle



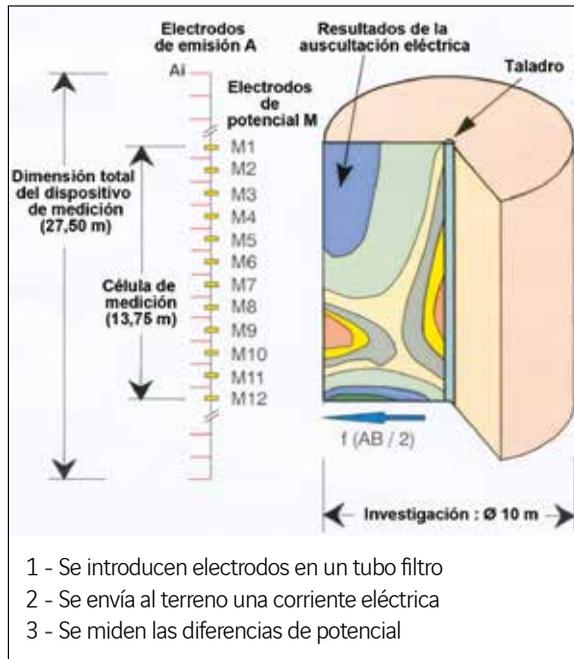
FRANCIA - París - Museo del Louvre



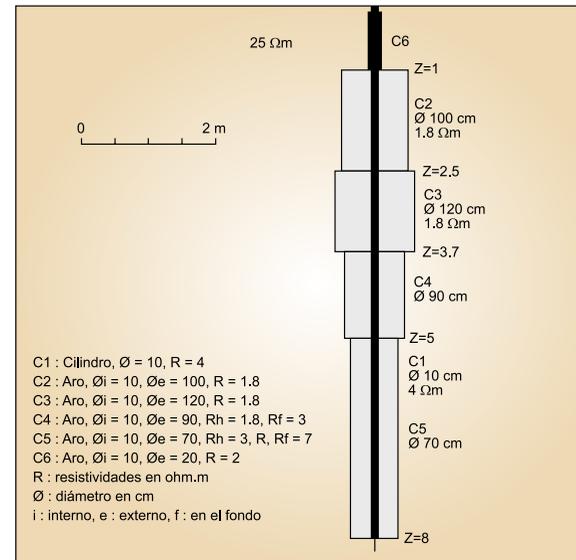
INDIA - Pantalla de estanqueidad de la ataguía aguas arriba de la presa de Teesta

La medición del diámetro de una columna puede efectuarse mediante el método del cilindro eléctrico CYLJET (desarrollado por Sixense Geophysics). La sonda de medición

desciende por un tubo instalado en la columna, ya sea en la lechada fresca o por re-perforación.



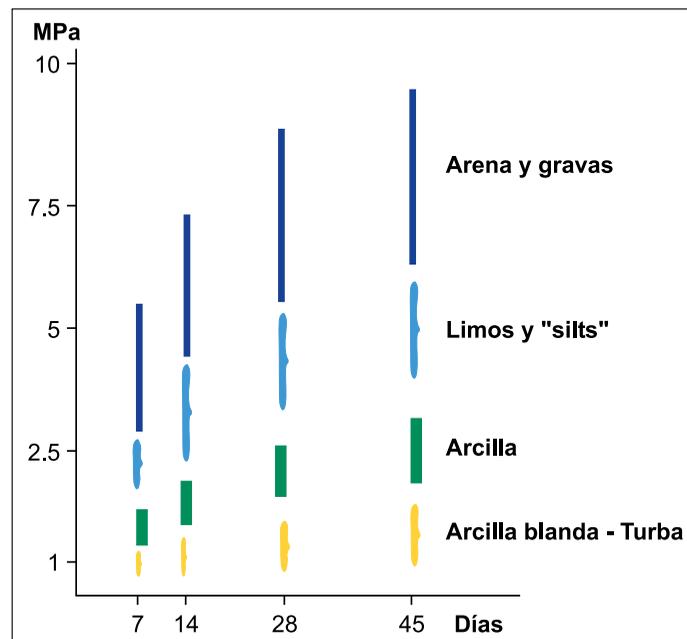
Método Sixense Geophysics del cilindro eléctrico



SUIZA - Ginebra
Jelmoli: resultado de medición

Las características del material del elemento obtenido pueden verificarse mediante toma de testigos (los resultados presentan generalmente una gran dispersión) o evaluarse por correlación con las características de los rechazos llamados «spoils» y recuperados en superficie durante la ejecución de las columnas.

COMPACTACIÓN POR INYECCIÓN SÓLIDA



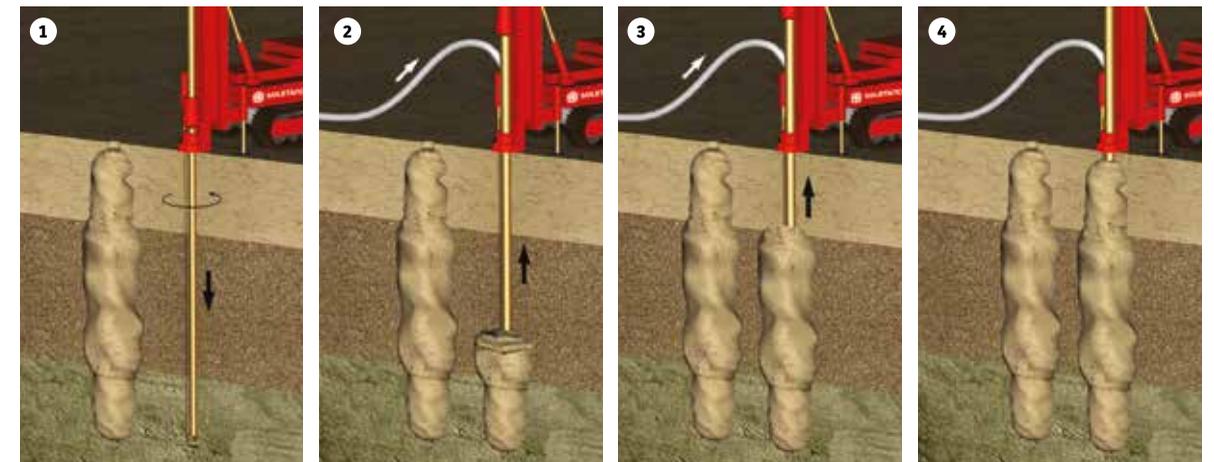
Curvas tipo de resistencia en función de los terrenos

1. Principio

La inyección sólida es una técnica que permite densificar un suelo in situ a diferentes profundidades mediante inyección, a partir de perforaciones entubadas, de un mortero a gran presión. Generalmente, esta incorporación se realiza mediante fases sucesivas de 1 m del fondo hacia arriba. A partir de cada punto de inyección, el volumen de mortero aumenta de manera más o menos regular comprimiendo el terreno en su periferia durante la inyección.

El resultado es un aumento sensible de la densidad relativa del terreno in situ, que depende de la naturaleza del suelo tratado y de la malla empleada.

Este tratamiento se efectúa generalmente con caudales instantáneos de incorporación de 4 a 6 m³/h, a veces reducidos a 2 m³/h en el caso de entornos muy sensibles. Las presiones de incorporación habituales son de 1 a 4 MPa.



Aplicación

2. Campo de aplicación

Este método permite tratar suelos muy variables, poco compactos (PI inferior a 0,7 MPa) y relativamente drenantes. Este tratamiento es aplicable a partir de dos o tres metros y hasta varias decenas de metros de profundidad. Es posible trabajar desde la superficie o bajo altura reducida.

También es posible atravesar zonas duras para tratar horizontes de poca profundidad.

La realización de compactación por inyección sólida requiere la posibilidad de realizar taladros de unos 120 mm de diámetro.

3. Material de inyección

El mortero de inyección:

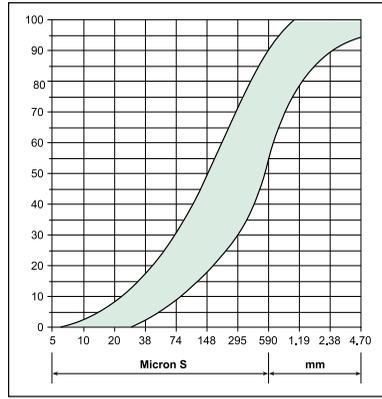
- debe ser bombeable,
- no debe romper el terreno,
- no debe bloquear prematuramente la expansión.

Para ello, debe tener un slump (asentamiento al cono de Abrams) y una composición granulométrica adecuados.

El componente principal es un material arenoso, frecuentemente con adición de finos (cemento, fillers, etc.). En general, se elige un slump < 10 cm.



Control del slump



Ejemplo de curva de granulometría utilizable



Vista de una incorporación de mortero en arena fina

4. Parámetros de tratamiento

La malla utilizada, la presión y el índice de incorporación son los parámetros esenciales relacionados con la técnica de compactación por inyección sólida.

La malla

Se expresa en m² y representa la superficie horizontal tratada por taladro.

Pueden realizarse tratamientos según una malla cuadrada o triangular (generalmente en taladros primarios y secundarios, e incluso terciarios). La malla se determina por el tipo de tratamiento que se desea realizar (localizado o en masa) y por el radio de influencia (R_i).

R_i = distancia, en relación con el eje del taladro, de un elemento de suelo en el que hay, después del tratamiento, una modificación del índice de los vacíos.

La siguiente tabla ofrece una idea de los radios de influencia «R_i» que pueden considerarse.

Designación del suelo	Radio de influencia «R _i »
Arcillas	0,2 a 0,3 m
Limos	0,5 a 1,0 m
Arenas o gravas	1,5 a 3,0 m

El índice de incorporación «τ»

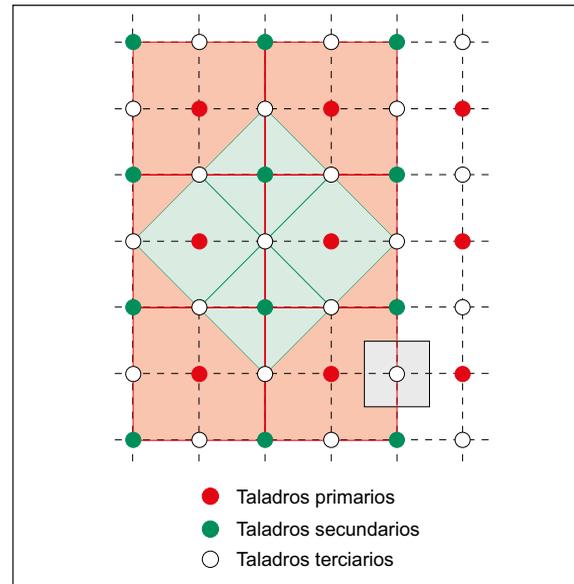
Representa el porcentaje de mortero incorporado en relación con el volumen de suelo tratado.

$$\tau = \frac{V_i}{V_t}$$

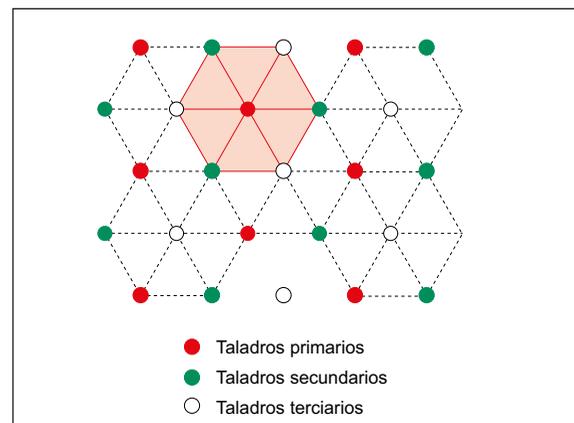
«τ» puede expresarse también en función del índice de los vacíos del suelo antes (e₀) y después de la incorporación (e_r).

$$\tau = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)(1 + e_r)}$$

Los valores e₀ y e_r pueden determinarse a partir de las densidades relativas de los suelos D_{ro} D_{ro} (inicial) y D_{rf} (final) que es posible calcular con ensayos in situ de tipo SPT o CPT.



Malla cuadrada



Malla triangular

La presión de incorporación

Depende de las condiciones del lugar: edificio, obra de ingeniería importante, lugar sin construcción, profundidad del tratamiento, etc.

Por lo general, se establecen niveles de presión, tomando como valor de presión 1 bar por metro de profundidad en la profundidad máxima de cada nivel.

En gran parte de los tratamientos se utilizan mallas de 4 a 9 m² con índices de incorporación de 2 a 6%. En el caso particular de derrumbe, los índices de incorporación son muy variables; algunas obras han permitido alcanzar índices del 14%.

5. Controles

Controles durante la ejecución

- del mortero con el control del slump,
- de los parámetros de perforación mediante registro de los mismos,
- de los parámetros de incorporación por registro de la presión y del caudal de incorporación, así como del volumen total incorporado.

Controles después de la ejecución

Se trata de controlar el resultado obtenido, lo cual puede hacerse con la ayuda de mediciones presiométricas o penetrométricas.

Estas mediciones deben efectuarse lo más tarde posible en las zonas tratadas, en particular si los suelos son poco drenantes.

También es necesario efectuar el mismo tipo de mediciones antes de la realización de las obras.

6. Medios de ejecución

- bomba de mortero de tipo KOS (Putzmeister) o similar,
- perforadoras de todo tipo, incluida grúa con guía suspendida,
- tolva de almacenamiento del mortero, más eventualmente cinta transportadora para carga,
- registro de parámetros.



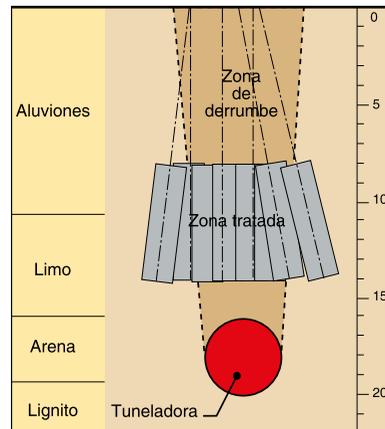
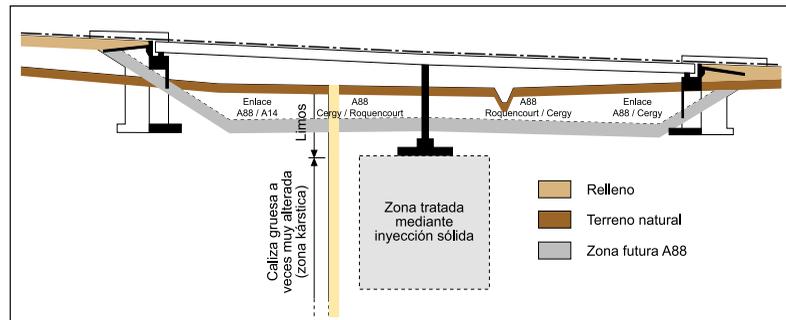
FRANCIA - Béziers - Autopista A9



7. Ejemplos de realización

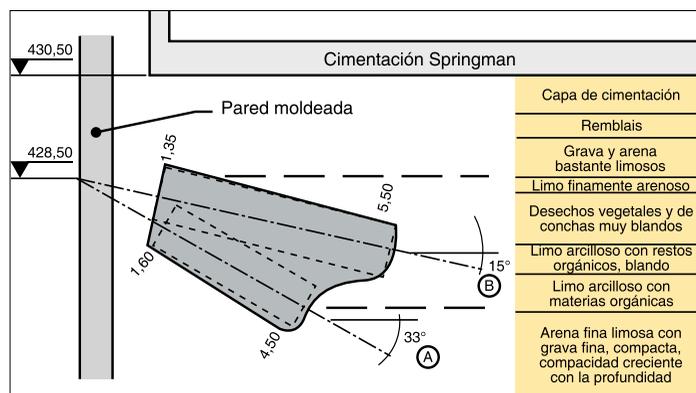
Consolidación de un suelo debajo de un pilote de puente Orgeval A14 (obra nueva)

Tratamiento de caliza, a veces muy alterada con relleno limoso o arenoso.



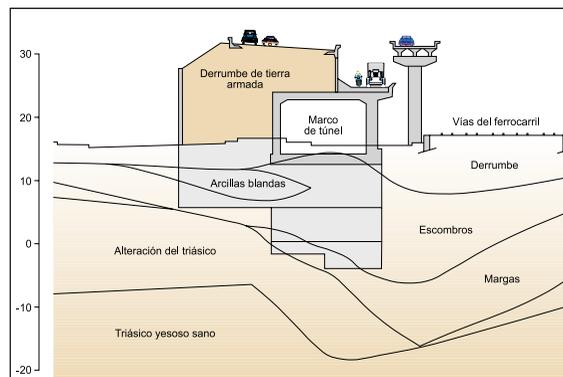
Tratamiento de un derrumbe con tuneladora antes de la reanudación de los trabajos de perforación

Tratamiento de limos muy descomprimidos después de la generación de un derrumbe.



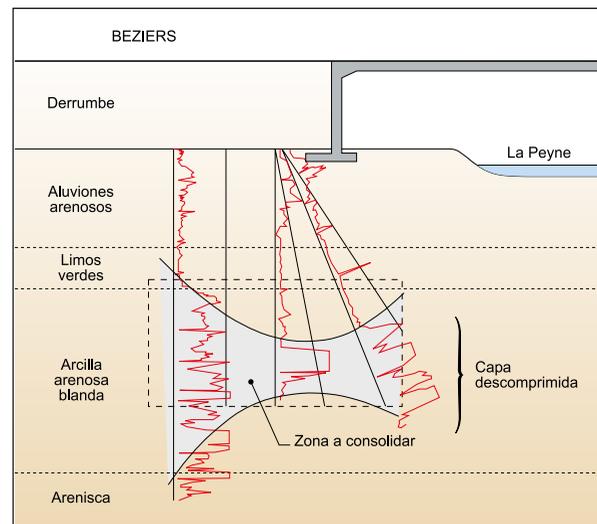
Consolidación de un suelo debajo de un edificio Neufchâtel

Tratamiento de limos descomprimidos antes de la apertura de una trinchera debajo de un edificio.



St Lambert - Niza - Intersección viaria

Tratamiento de una zona de derrumbe y escombros de pendientes debajo de una intersección viaria.



Pezenas - Tratamiento de un derrumbe

Tratamiento de una zona de arcilla arenosa blanda.

MEJORA Y REFUERZO DE SUELOS

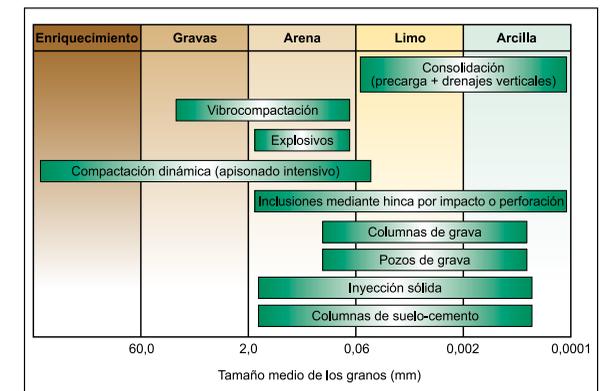
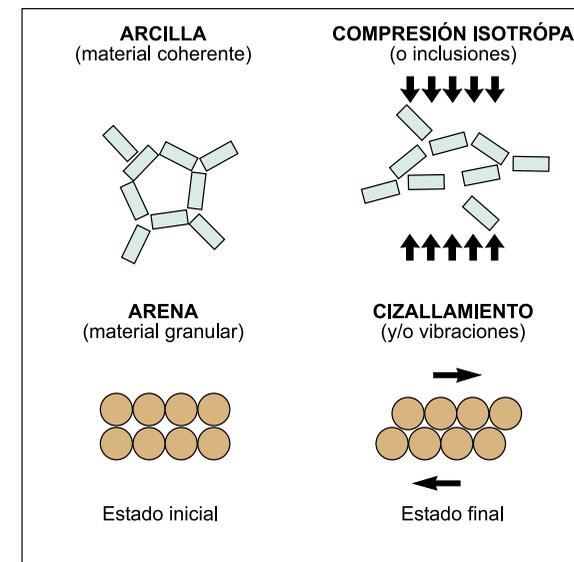
1. Principio - Campos de aplicación

Las técnicas de mejora de suelos consisten en modificar las características de un suelo mediante una acción física (vibraciones, por ejemplo), incluyendo en o mezclando con el suelo existente un material más resistente con el objeto de:

- aumentar la capacidad de carga y/o la resistencia al corte,
- disminuir los asentamientos, tanto absolutos como diferenciales, y si corresponde, acelerarlos,

- disminuir o eliminar el riesgo de licuefacción en caso de sismo o vibraciones importantes.

Los campos de aplicación de las diferentes técnicas dependen fundamentalmente de la naturaleza y de la granulometría de los terrenos que se quieren mejorar.



Mejoramiento mecánico de los suelos

2. Compactación dinámica

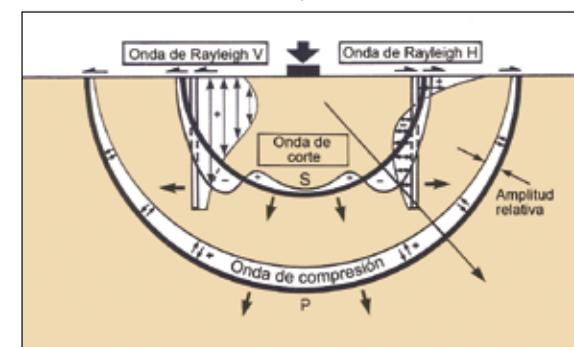
El método consiste en dejar caer un pisón de varias decenas de toneladas en caída libre desde varias decenas de metros de altura.

El impacto genera diversos trenes de ondas:

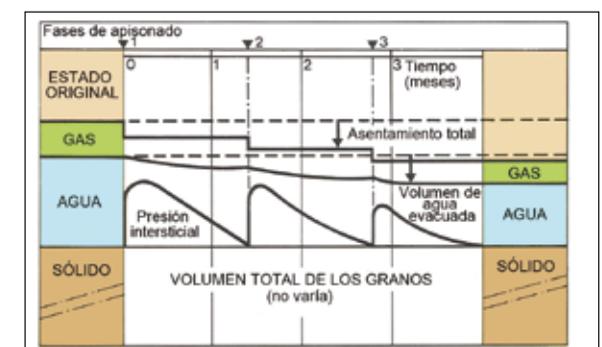
- un tren de ondas de compresión **P** bastante rápido (3.000 m/s), que se desplaza en la fase líquida del suelo y provoca un aumento de la presión intersticial, así como una dislocación de la estructura granular,

- un tren de ondas de corte **S** menos rápido, que se desplaza en la fase sólida del suelo,
- un tren de ondas, doble, de corte, que se propaga debajo de la superficie del suelo (ondas de Rayleigh).

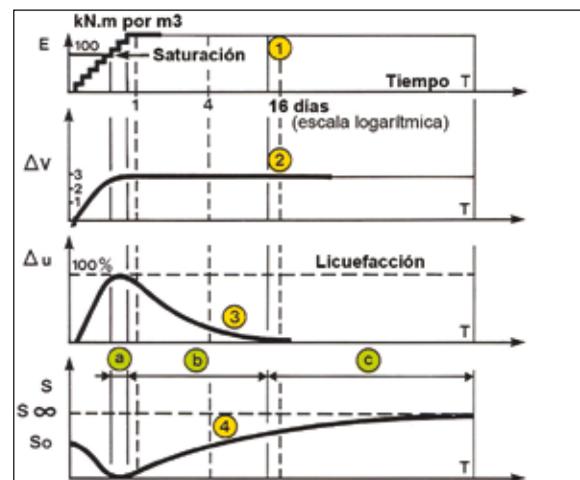
El efecto de las ondas de corte es reordenar los granos en un estado más denso.



Propagación de las ondas bajo un impacto

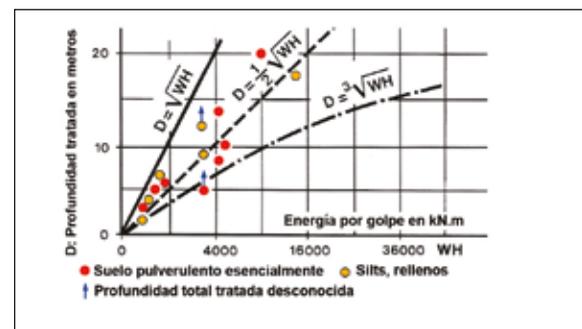


Evolución de las fases gaseosa y líquida durante una operación de consolidación dinámica



1. Energía aplicada en kN.m por m³.
2. Variación de volumen en función del tiempo.
3. Relación de la presión intersticial «u» a la presión de licuefacción en función del tiempo.
4. Variación de la capacidad de carga del suelo en función del tiempo:
 - a. Fase de licuefacción
 - b. Fase de disipación de la presión intersticial
 - c. Fase de recuperación tixotrópica

L. Ménard ha demostrado el papel que desempeña la fase gaseosa durante el proceso. El suelo puede compararse a un apilamiento de capacidades «hidroneumáticas». Bajo los efectos del impacto, el gas se comprime en microburbujas y después expulsa el agua. El agua se evacua mediante las vías de drenaje privilegiadas que son los planos verticales de descarga generados por las alternancias compresión depresión. Pueden producirse auténticos géiseres. El suelo, casi licuado, pasa por una fase de desestructuración en la que sus características mecánicas son muy pobres. El control del mejoramiento se efectúa cuando las sobrepresiones intersticiales han desaparecido totalmente.



Relación entre la energía del impacto y la profundidad tratada

< Con una masa usual de 15 t y alturas de caída corriente de 10 a 25 m es posible tratar profundidades de 6 a 10 m.

W kN	H m	D m
150	10	6,1
150	20	8,6
150	25	9,7

2.1. Realización de un tratamiento de compactación dinámica

Las etapas a seguir son las que se indican a continuación:

- elección de la energía por impacto (peso de la masa W y altura de caída H),
- prueba del número de impactos N por punto de caída,
- prueba de la malla inicial M (en general, comprendida entre 0,7 y 1 vez la altura a tratar),
- ejecución de una primera pasada según dicha malla, control de los resultados obtenidos,
- ejecución de una segunda pasada, controles (después de la modificación eventual de los parámetros W, H, N y M),
- etc., hasta la pasada final, llamada golpeteo o pasada continua.

La capacidad de carga admisible después del tratamiento depende a la vez de la energía total aplicada y de la naturaleza de los terrenos que reciben el tratamiento. Los límites habituales de capacidad de carga son:

Limos	Arenas
200 kPa	350 a 400 kPa

De manera general, se considera una mejora de los módulos de los suelos por un factor 2. Los asentamientos absolutos se reducen entonces en la misma proporción.



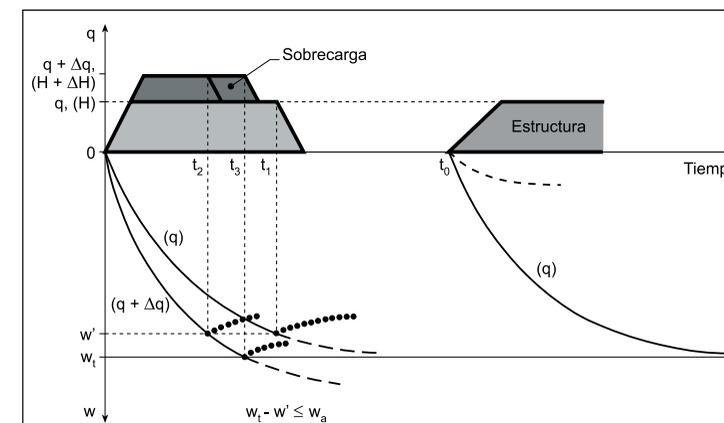
3. Drenes verticales

3.1. Repaso teórico del fenómeno de consolidación

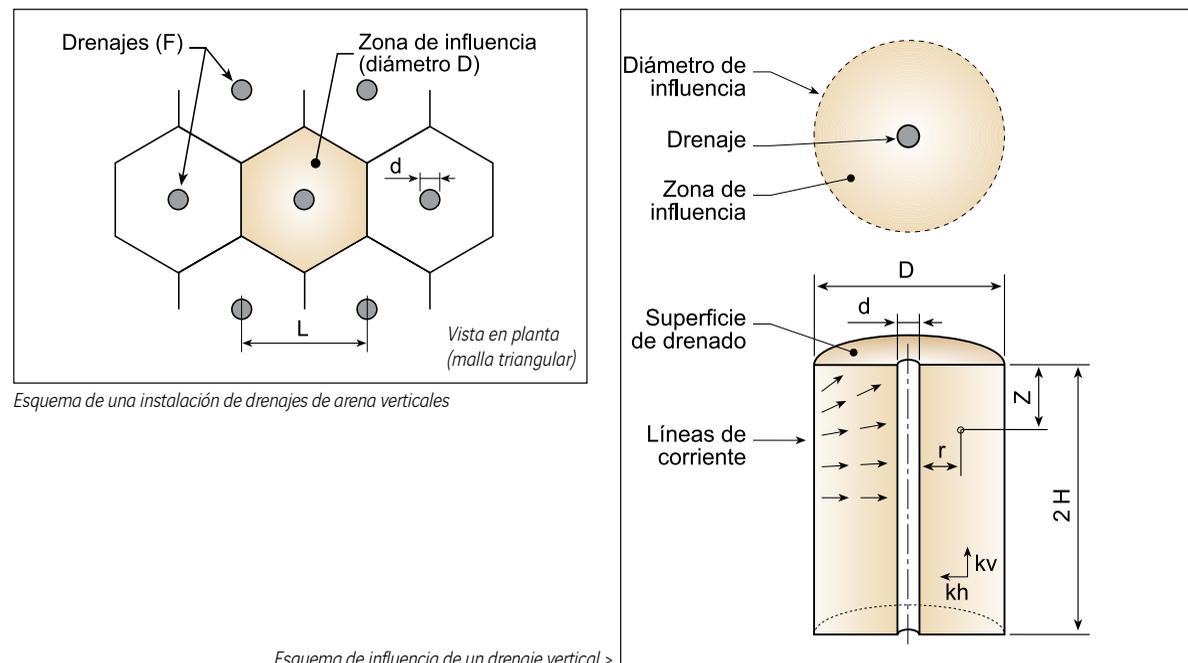
Esta técnica consiste en instalar, en un suelo compresible y poco permeable, elementos verticales con una malla con un espaciado cercano y regular. Puesto que de este modo se facilita la evacuación del agua, las velocidades de asentamiento de consolidación aumentan de manera considerable.

El método suele utilizarse para la colocación de rellenos sobre suelos blandos. En general, se combina con una precarga equivalente a la carga aportada por la futura construcción, e incluso a una carga superior (sobrecarga). La siguiente figura muestra que si el asentamiento previsible a muy largo plazo (a veces algunas décadas) bajo la carga «q» aportada por la estructura es igual a w_t, entonces es posible obtener, gracias a una red de drenajes

verticales y a una carga de intensidad «q» aportada por un relleno de altura H, en un tiempo mucho más reducido t₁ (en general, comprendido entre 2 y 6 meses), un asentamiento w' casi igual a w_t. Después de la precarga se produce un ligero rebote (línea de puntos en la figura) y la colocación de la estructura dará lugar a un asentamiento del valor de dicho rebote aumentado según la diferencia entre w_t y w'. Para limitar los asentamientos diferidos al valor único del rebote es necesario colocar una sobrecarga bajo la forma de un relleno complementario de altura ΔH y esperar un tiempo t₃, inferior a t₁. Para un tiempo de consolidación bajo la sobrecarga limitado a t₂ se mantienen a la vez el rebote y la diferencia w_t - w'.



El cálculo teórico de la duración del asentamiento de un terreno drenado se basa en las teorías de Terzaghi y Barron: las zonas de influencia de forma hexagonal se sustituyen por las zonas de influencia cilíndricas equivalentes.



Esquema de una instalación de drenajes de arena verticales

Esquema de influencia de un drenaje vertical >

Para dimensionar las redes de drenajes se utilizan ábacos.

3.2. Instalación

Los drenes verticales son de dos tipos: drenes de arena, generalmente realizados mediante perforación y con un diámetro comprendido entre 30 y 60 cm, y drenes prefabricados planos, con un diámetro equivalente de 5 a 6 cm, instalados con la ayuda de un mandril hueco hincado en el suelo por presión vertical o vibración.

DENOMINACIÓN	DIMENSIÓN ancho x espesor (mm)	MATERIALES		CORTE
		ALMA	FILTRO	
DRENAJES PLANOS				
KJELLMAN DRAIN	100 x 4	Cartón		
GEODRAIN	100 x 4	Polietileno LD	Celulosa, fibra o poliéster celulosa	
ALIDRAIN	100 x 6	Plástico	Papel celulósico	
COLBOND	var : x 4	Hilo de nailon	Poliéster no tejido	
ROPLAST	100 x 3	Celuloide	Fieltro	
MEBRA-DRAIN	100 x 3	Polipropileno	Tygar	
P.V.C.	100 x 1 ²	P.V.C. microporoso		
DRENAJES TUBULARES				
SOIL DRAIN	Ø 50 à 200 mm	Poliéster	Fieltro	

Instalación de drenes planos prefabricados



Mástil de perforación del mandril con vibrador en el cabezal



Instalación de la zapata de anclaje del dren en el suelo



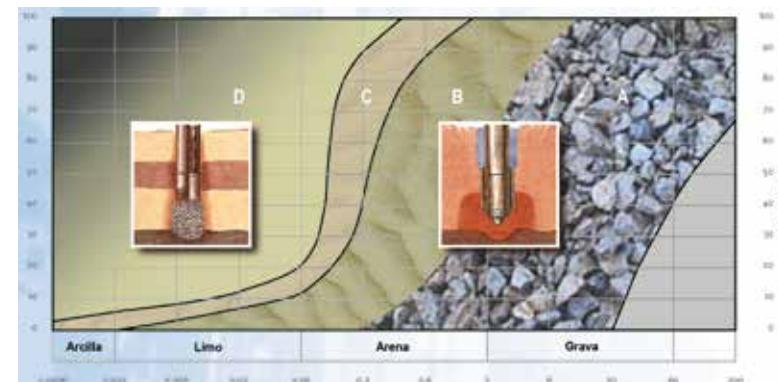
Colocación del dren terminado

4. Vibroflotación (vibrocompactación y columnas de grava)

4.1. Principios - Ámbitos de aplicación

Las técnicas de vibroflotación emplean vibraciones para mejorar el suelo (vibrocompactación) y/o introducir en él columnas resistentes (columnas de grava).

Los ámbitos de aplicación de los dos tipos de técnicas están directamente relacionados con la granulometría de los terrenos que se quieren mejorar.



Los suelos de las zonas A y B son granulares con un porcentaje de finos ($\leq 0,06$ mm) inferior al 12%. Las vibraciones los compactan fácilmente hasta densidades relativas elevadas.

Hacia la derecha de la zona A, el suelo puede ser demasiado grueso para que el vibrador llegue a la profundidad requerida. Puede llegar a ser necesaria una preperforación o la utilización de vibradores muy potentes.

En la zona D (más de 20% de finos), la permeabilidad es demasiado baja para que pueda efectuarse la compactación.

La vibrocompactación es en este caso ineficaz resultando indispensable entonces la instalación de columnas de grava.

En la zona intermedia C, el suelo es demasiado impermeable para que la vibrocompactación resulte eficaz, pero la instalación de columnas de grava en una arena limosa permitirá la salida del agua por las columnas vecinas ya instaladas mejorando así la compactación.



Vibrocompactación

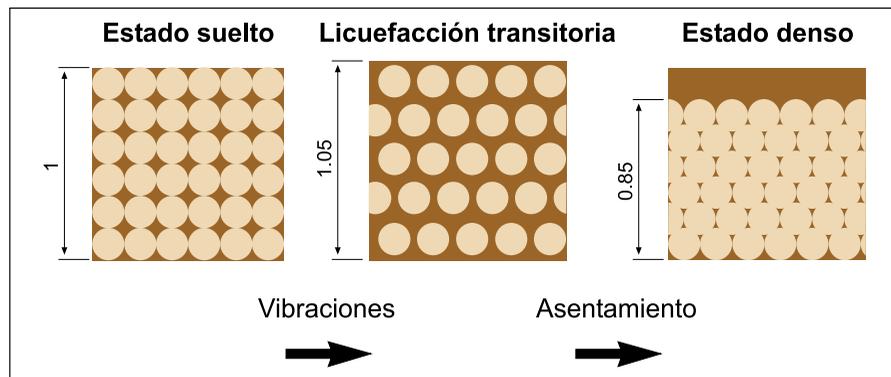


Columna de grava

4.2. Vibrocompactación

4.2.1. Principio

Se introduce en el suelo un vibrador según una malla regular. Las vibraciones transmitidas al suelo llevan a este a un estado de licuefacción transitoria, permitiendo así la redistribución de los granos en una configuración más densa.



4.2.2. Efectos - Diseño

La vibrocompactación provoca asentamientos del suelo del orden del 4 al 8%, e incluso más a veces. Los efectos sobre el suelo son los siguientes:

- disminución del índice de vacíos,
- aumento de la densidad,
- aumento del coeficiente de empuje activo de las tierras en reposo (K_0),
- disminución de la permeabilidad (normalmente en una relación de 2 a 5),

- aumento del ángulo de rozamiento interno de 5 a 10 grados,
- aumento del módulo de deformación en una relación de 2 a 4 aproximadamente.

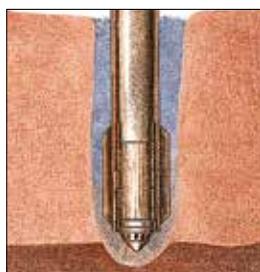
El proyecto resulta de la aplicación de los principios arriba enunciados y consiste en determinar la densidad relativa que es necesaria alcanzar para obtener las características geotécnicas deseadas.

4.2.3. Aplicación

La aplicación de la vibrocompactación se efectúa en general según una malla triangular.

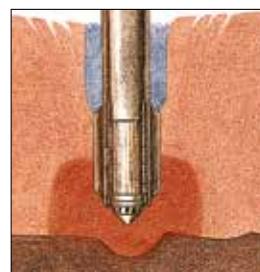
La distancia entre los puntos de tratamiento varía de 2,5 a 5,5 m en función del tipo y de la densidad inicial del suelo, del resultado que debe obtenerse, del tipo de

vibrador empleado (potencia, amplitud de vibración, fuerza excéntrica) y de la metodología de compactación (altura de las pasadas de tratamiento, intensidad eléctrica o presión hidráulica máxima).



PENETRACIÓN

El vibrador penetra en el suelo hasta la profundidad deseada bajo el efecto de las vibraciones y el uso de agua o aire.



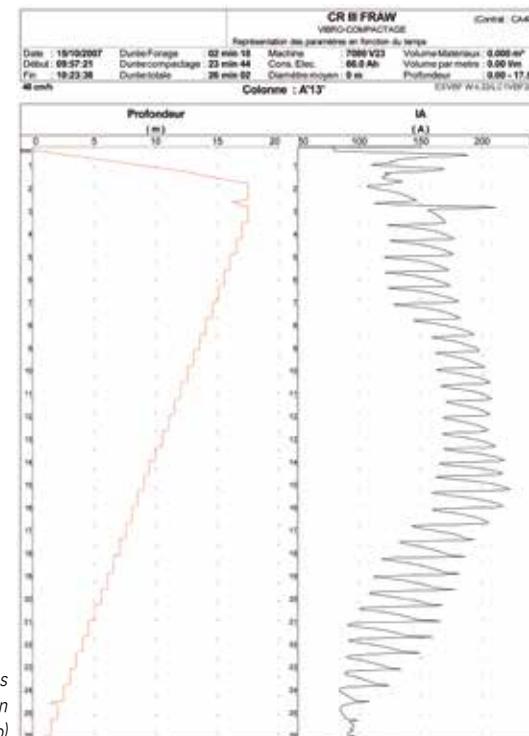
COMPACTACIÓN

El vibrador asciende en tramos de 50 cm. La arena o la grava del lugar desciende hacia la punta del vibrador.



FINAL

La compactación se efectúa rellenando desde la superficie o simplemente dejando que baje el nivel del suelo en el lugar.

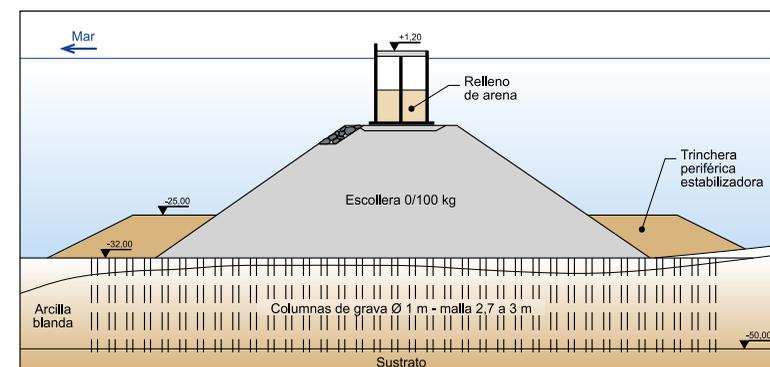


Registro de los parámetros de ejecución (vibrador eléctrico)

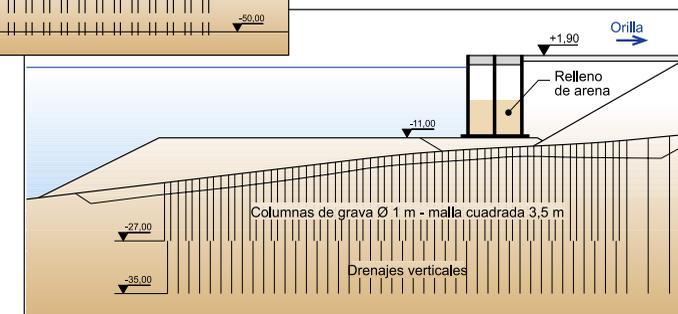
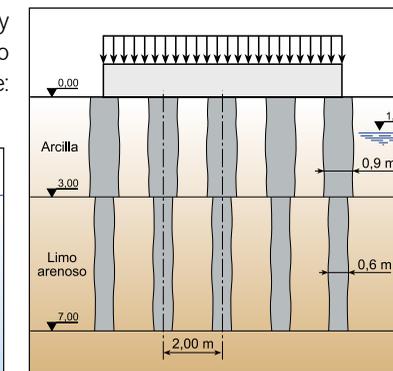
4.3. Columnas de grava

4.3.1. Principio

Las columnas de grava realizadas mediante vibroflotación permiten reforzar y drenar un suelo limoso o arcilloso. Pueden realizarse tanto en un emplazamiento terrestre (figura de la derecha) como en un entorno marítimo (figura siguiente: refuerzo de los suelos debajo de un dique y de un muelle en Patras, Grecia):



GRECIA - Ampliación del Puerto de Patras - Fase II
Tratamiento de cimentación mediante columnas de grava



4.3.2. Efectos - Diseño

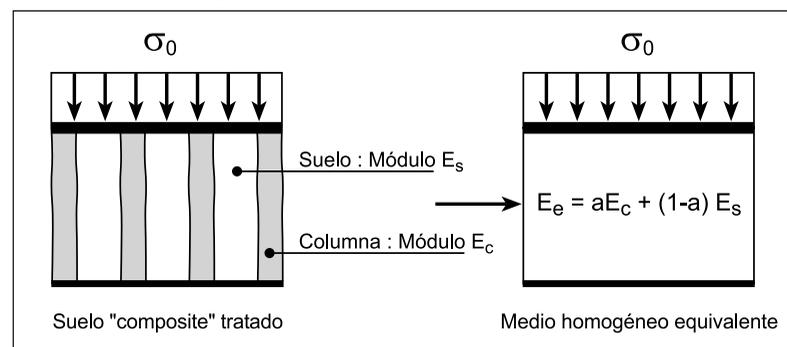
Los efectos de las columnas de grava sobre el suelo tratado son los siguientes:

- introducción de elementos drenantes y resistentes según una malla regular,
- aumento del módulo de deformación de conjunto de la masa así tratada,
- aumento del ángulo de rozamiento interno global y, por lo tanto, de la resistencia al corte,

- aumento del coeficiente de empuje activo de las tierras en reposo (K_0),
- aumento muy importante de la velocidad de consolidación, produciéndose así lo esencial del asentamiento durante la construcción y/o en las primeras semanas de vida de la obra. Existen numerosos métodos de cálculo de los refuerzos mediante columnas de grava. La mayoría solo tiene verdadera validez para cargas repartidas en áreas importantes. Es preferible emplear métodos confirmados por la experiencia.

4.3.3. Método de homogeneización

Se calcula el módulo del medio homogéneo equivalente en función del índice de incorporación «a» (relación de la sección de una columna con la superficie de terreno que trata) y de la relación de los módulos de las columnas y de suelo virgen (suele considerarse igual a 8 o 10).



Nota: los métodos de cálculo indicados en las «recomendaciones para las columnas de grava» editados por el COPREC y el SOFFONS se inspiran en este método.

(Fuente: A. Dhouib y F. Blondeau, «Columnas de grava», Presses de l'ENPC, figura 3.4 página 136)

4.3.4. Método de Priebe

El método de Priebe permite determinar un factor de reducción de los asentamientos o factor de mejora «n», relación de los asentamientos del suelo virgen con los asentamientos del suelo mejorado, en función del ángulo de rozamiento interno del material constitutivo de las columnas (grava) y de la relación A/A_c (relación de área), que no es otra que el valor inverso del índice de incorporación: $a = A_c/A$.

La consideración de la compresibilidad del material de las columnas conduce a un factor de mejoramiento, n_1 inferior a n , mientras que la consideración del confinamiento aportado por la profundidad conduce a un factor de mejoramiento n_2 que, por el contrario, es superior. Asimismo, el método de Priebe permite el cálculo empírico de las placas de cimientos corridas o aisladas en las columnas de grava.

Por último, se calcula el ángulo de rozamiento del macizo homogeneizado de la manera siguiente:

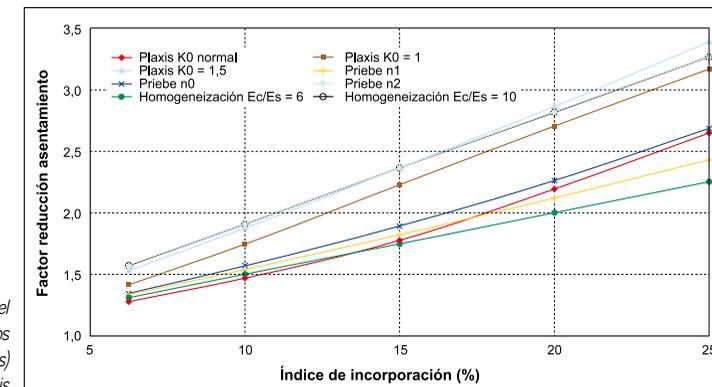
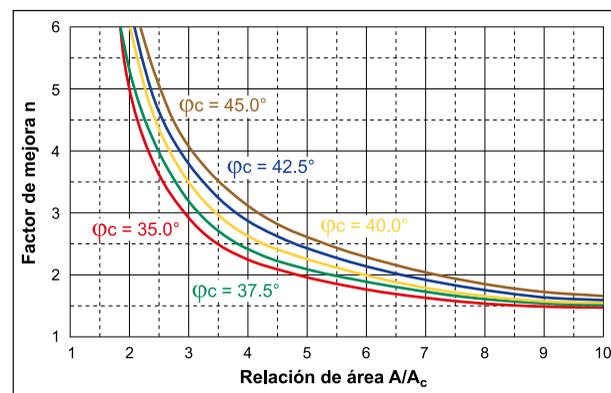
$$\text{tg } \phi_e = m \text{ tg } \phi_c + (1-m) \text{ tg } \phi_s, \text{ donde:}$$

$$m = (n_1 - 1) / n_1$$

ϕ_e = ángulo de rozamiento interno del medio homogéneo equivalente

ϕ_c = ángulo de rozamiento interno del material constitutivo de las columnas

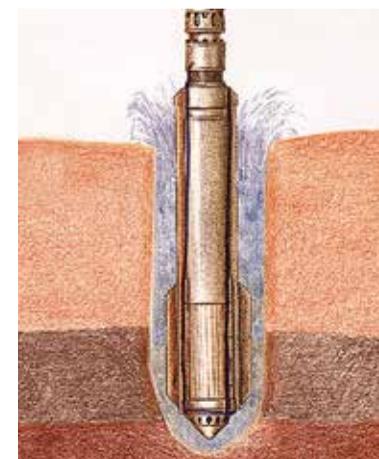
ϕ_s = ángulo de rozamiento interno del suelo



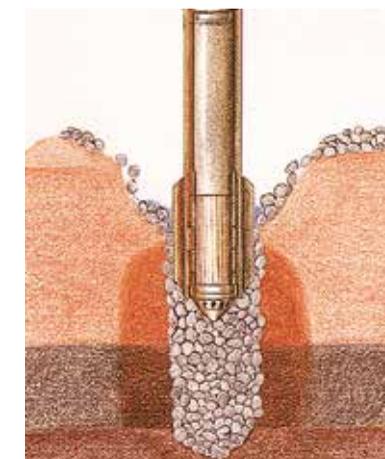
Comparación de los factores de mejora en función del índice de incorporación según diferentes métodos (homogeneización, Priebe, elementos finitos) y diferentes hipótesis

4.3.5. Instalación

Por vía húmeda



Penetración hasta la profundidad requerida. Creación por vibro-hincado de un espacio anular alrededor del vibrador.



Colocación de la grava desde la superficie y desplazamiento lateral del suelo alrededor de la columna.

Por vía seca



El vibrador desciende hasta la profundidad deseada bajo el efecto de las vibraciones y penetración con aire.

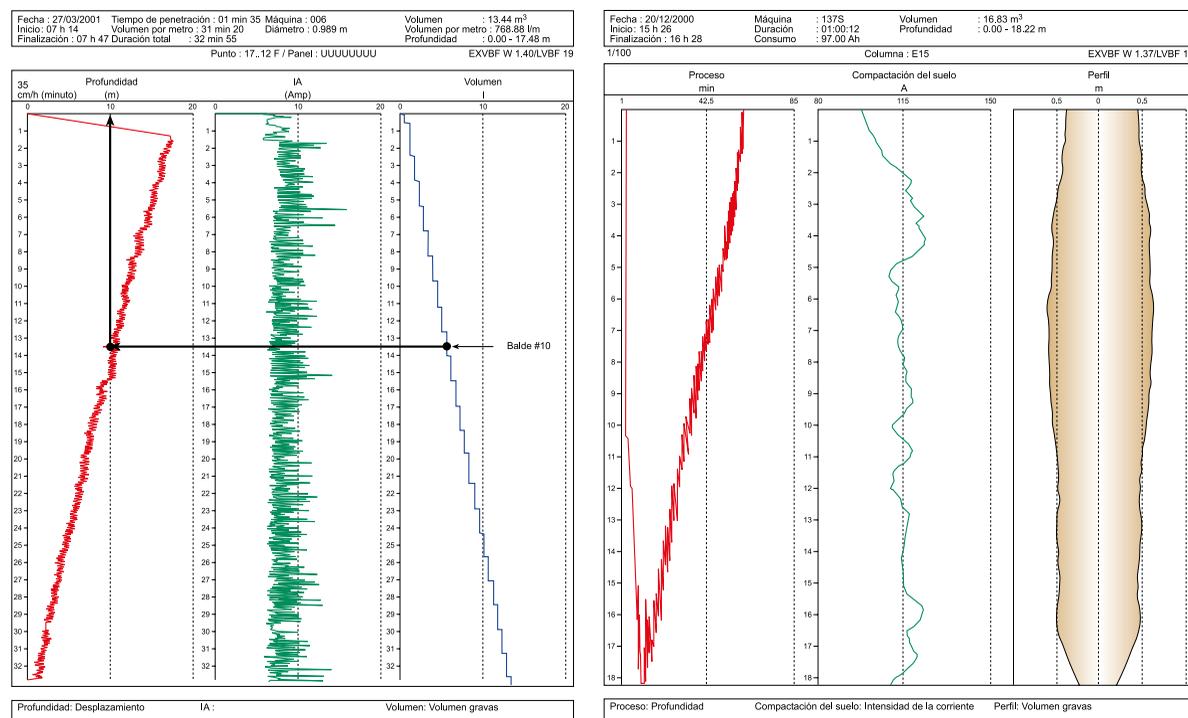


La columna se construye por aporte de grava a través del tubo que bordea lateralmente al vibrador.



El diámetro de las columnas varía según la resistencia del suelo. Terminación nivelando y compactando la superficie.

Registro de los parámetros



Registro en función del tiempo

Registro en función de la profundidad



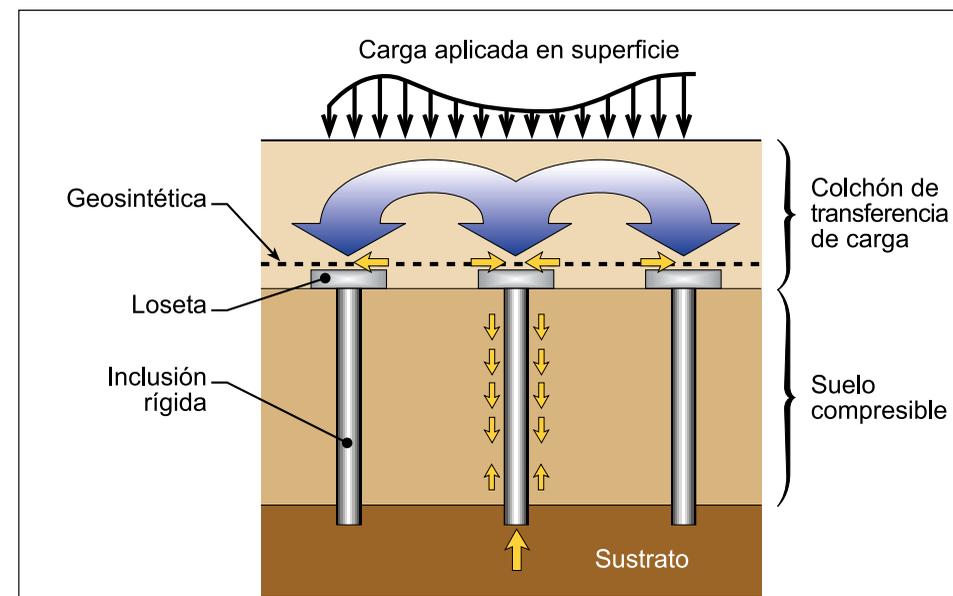
Equipo de columnas de grava STITCHER con sistema de registro COBALT

5. Inclusiones rígidas

5.1. Principio del método

El refuerzo mediante inclusiones rígidas asocia una malla de inclusiones verticales perforadas hasta un horizonte resistente con una capa de relleno constituida por suelo granular que reparte uniformemente la carga. La finalidad fundamental del conjunto es asegurar la transferencia de las cargas verticales aplicadas en superficie hasta el horizonte portador de carga sin inducir asentamientos perjudiciales de la capa compresible. Las inclusiones están constituidas por elementos estructurales que poseen a la vez una resistencia propia y una deformabilidad baja frente a la del suelo compresible que atraviesan. Las inclusiones pueden

estar coronadas por una loseta o presentar una sección ensanchada en la parte superior. Pueden disponerse mantas horizontales de refuerzo (geosintéticas o entramados metálicos) dentro de la capa de reparto. Esta capa está constituida por un material granular (grava aluvional o mezcla de gravas no clasificadas) o por un suelo tratado con ligantes hidráulicos. Por consiguiente, las cargas se cimentan sobre zapatas superficiales, aisladas o corridas, o sobre una solera según la obra; las soleras (y las losas) descansan sobre la capa de forma, actuando igualmente como colchón de reparto.

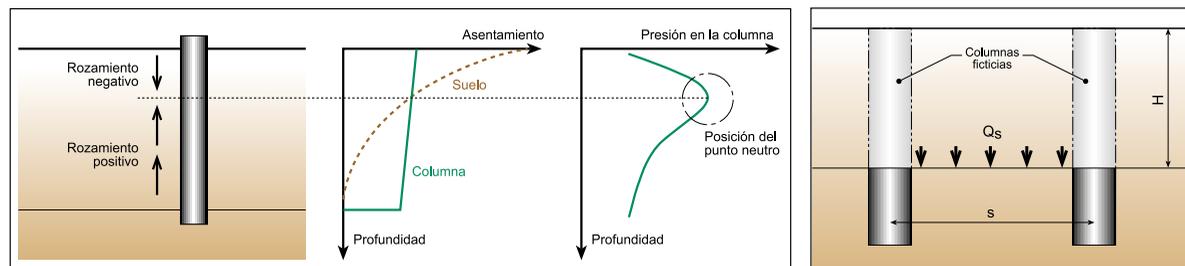


Principio de funcionamiento

5.2. Principio de diseño

Los enfoques analíticos son múltiples y se distinguen por el modelo de transferencia de carga adoptado. Así, el método más conocido en Francia es el método desarrollado por O. Combarieu: se basa en la transferencia de carga en la capa de reparto y en el suelo por rozamiento negativo sobre las inclusiones. El método se basa en dos hipótesis:

- 1 - El efecto arco se desarrolla en el suelo compresible que asienta más que las inclusiones; entonces, las inclusiones ficticias en la capa de repartición que prolongan las inclusiones son igualmente sometidas al rozamiento negativo.
- 2 - El suelo compresible sometido a presión sobrecargará las inclusiones por rozamiento negativo, aumentando la transferencia de carga en las inclusiones.



Método de rozamiento negativo por O. Combarieu

Otros métodos han desarrollado únicamente el efecto de arco en la capa de reparto y el reparto en la base de dicha capa de las presiones entre las inclusiones (método de Terzaghi (1943), método de Marston y Anderson (1913), etc.).

En la actualidad los métodos numéricos se consideran los medios más fiables para estudiar el comportamiento y la interacción del complejo suelo / inclusión / capa de reparto / estructura.

Los principios de validación del dimensionamiento se basan en las etapas siguientes:

- 1 - Cálculo de los asentamientos.
- 2 - Verificación de las presiones máximas en las inclusiones (punto neutro).
- 3 - Elección de la resistencia del material constitutivo.
- 4 - Verificación de la capacidad de carga de las inclusiones.
- 5 - Verificación de la resistencia a los esfuerzos horizontales.
- 6 - Verificación de no perforación en el colchón de reparto.

INYECCIONES DE COMPENSACIÓN

5.3. Medios de ejecución

La inclusión rígida se efectúa mediante perforación o hincado por impacto. Como herramientas pueden mencionarse:

- herramientas de «soil mixing» (véase el capítulo dedicado a este tema),
- barrena de desplazamiento, barrena hueca,

- tubo vibrohincado con extremo cerrado.

El diámetro de la herramienta varía en función de los objetivos que se desean alcanzar. Cuando la herramienta ha llegado a la profundidad final, se bombea hormigón o lechada.

5.4. Ejemplos de aplicación



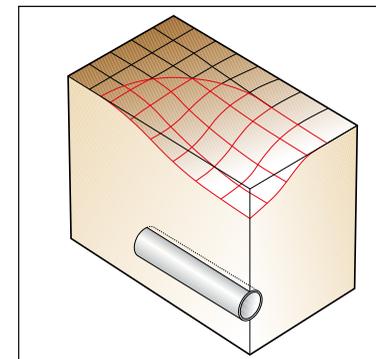
A la izquierda, equipo de inclusiones y a la derecha, equipo de columnas de grava



Realización de inclusiones rígidas con tubo vibro-hincado

1. Principio

La excavación de túneles en el subsuelo va inevitablemente acompañada de asentamientos en superficie, con un perfil en forma de curva de Gauss, pudiendo provocar daños importantes. El principio de las inyecciones de compensación es evitar la descompresión del suelo relacionada con el asentamiento, inyectando cantidades de lechadas dosificadas con precisión entre el túnel y las obras que es necesario proteger.



Los factores clave son:

- la medición precisa de las cantidades inyectadas,
- la perfecta sincronización de la inyección y de la excavación: la inyección debe preceder al asentamiento anticipado,
- el control preciso en tiempo real de la inyección de la lechada así como de las deformaciones del suelo y de las estructuras.

2. Campo de aplicación

Las inyecciones de compensación pueden aplicarse cada vez que la obra de un túnel corre el riesgo de provocar deformaciones en una estructura sensible. Esto afecta a todas las técnicas de perforación (tuneladora, NATM, etc.).

Desde el punto de vista geotécnico deben mencionarse las limitaciones siguientes:

- debe existir en el suelo situado entre el techo del túnel y la superficie un nivel inyectable que permita situar las inyecciones de compensación,

- el método es ineficaz en las arcillas blandas (el efecto de la compensación no es duradero),

- las estructuras cimentadas sobre pilotes son a priori mucho más difíciles de proteger mediante la compensación.

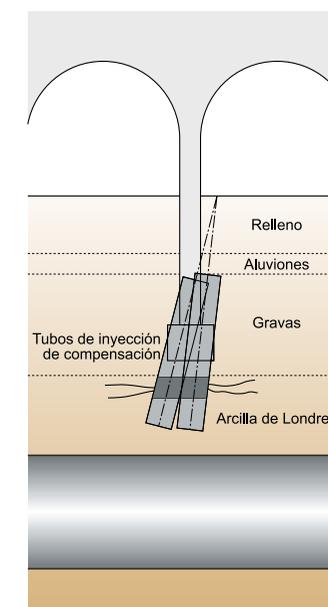
Esta técnica se inscribe perfectamente en el marco del Método Observacional: las inyecciones de compensación pueden constituir el elemento principal del programa de medidas de urgencia ('contingency plan') que permita proteger las estructuras colindantes durante el paso del túnel.

3. Técnicas utilizadas

Se realiza una primera fase de inyecciones de precondicionamiento antes del paso del túnel para compactar el terreno alrededor de las perforaciones de inyección.

Las inyecciones de compensación deben estar perfectamente controladas, puesto que se trata de colocar escasas cantidades de lechada, a caudal y presión bajos. SPICE, la cadena informática de las inyecciones de Soletanche Bachy, es un sistema específicamente adaptado a este uso. Por otra parte, es indispensable prever una instrumentación completa del emplazamiento para supervisar, a intervalos regulares, las deformaciones del suelo y de las estructuras que hay que proteger: el sistema de supervisión automática GEOSCOPE desarrollado por Sixense Soldata puede acoplarse a la cadena SPICE para asegurar ese seguimiento desde la central de inyección.

La predicción de los asentamientos en función del avance del túnel se realiza mediante un módulo específico de la cadena



SPICE, que utiliza un modelo simplificado de cálculo de asentamientos, previamente ajustado sobre cálculos mediante elementos finitos y corregidos continuamente en función de las observaciones efectuadas durante la obra.

Después del paso del túnel, una última fase de consolidación permite compensar una eventual relajación del suelo, especialmente en los suelos arcillosos.

4. Referencias

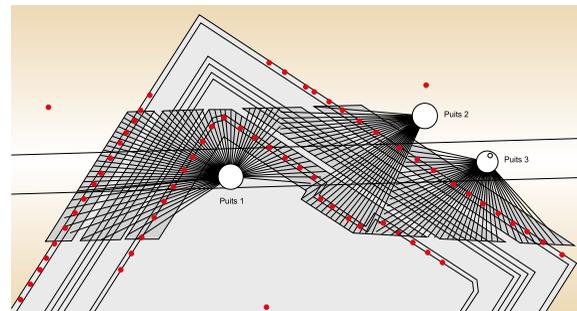
- Londres - Jubilee Line Extension: tramos 101 (Greenpark), 103 (Southwark Station) y 105 (Bermondsey Station)
- Madrid - Línea 1 Valdecasas
- Puerto Rico - Estación de Río Piedras
- Madrid Metrosur - Tramos V-VI Fuenlabrada-Getafe
- Moscú - Túnel Lefortovo
- Edmonton - Metro LRT Extension
- Richmond - Virginia Capitol
- Londres - Estación de King's Cross



Rusia - Moscú Lefortovo
Pozos vieneses y perforaciones para inyección de compensación



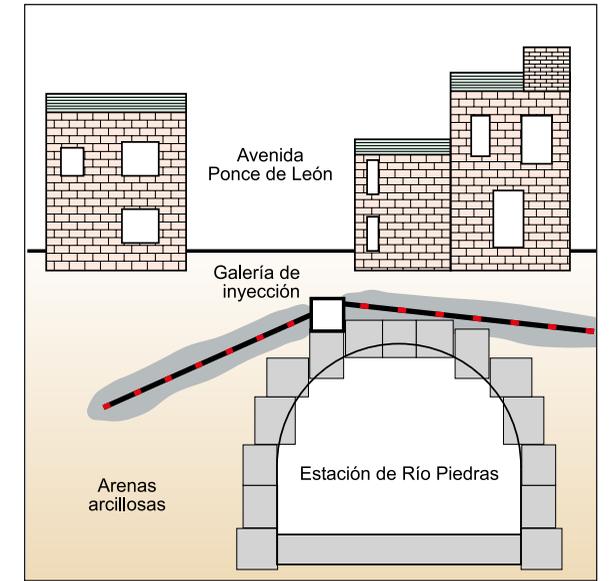
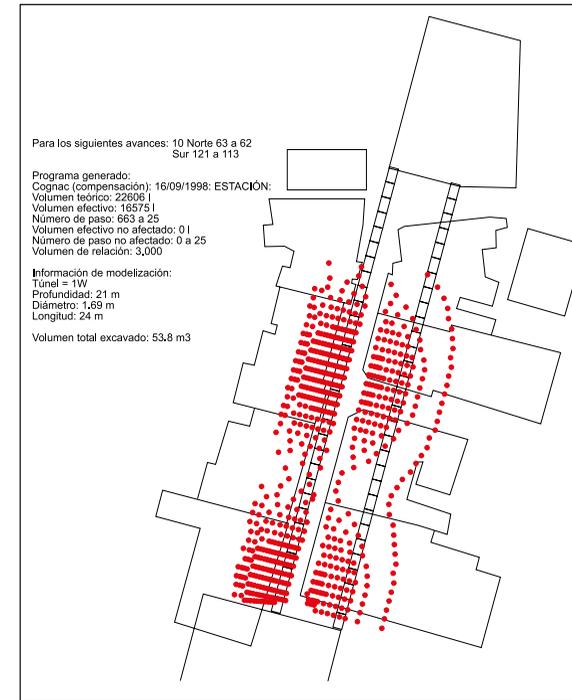
Supervisión de la obra mediante CYCLOPS®



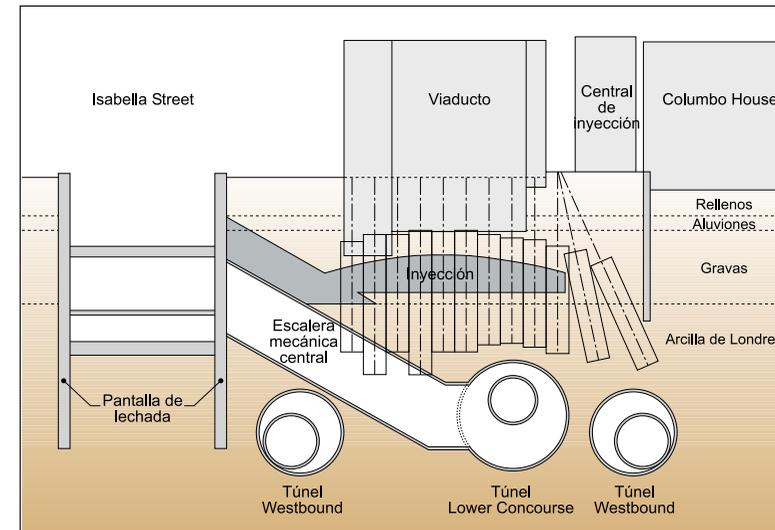
Inyecciones de compensación a partir de pozos vieneses



La escuela militar



San Juan de Puerto Rico, Estación de Río Piedras: definición del programa de inyección de compensación en función del avance de los túneles.



Control de las inyecciones de compensación

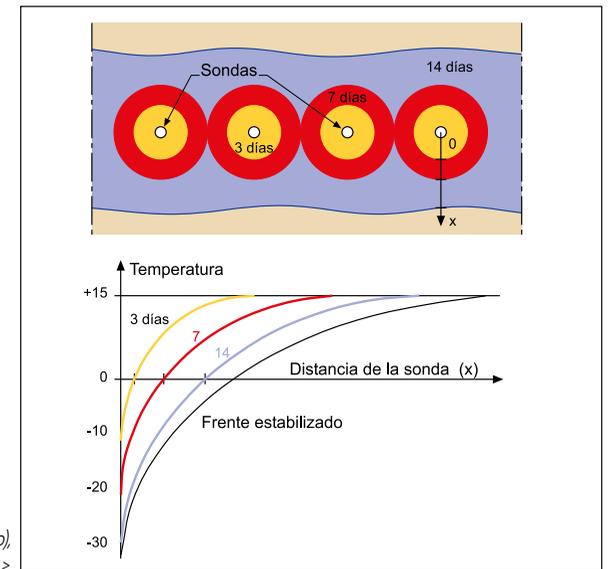
LONDRES - Jubilee Line Extension,
Southwark Station (Contrato 103)

CONGELACIÓN

1. Principio

El principio de la congelación de los suelos es transformar el agua intersticial del suelo en hielo, asegurando así una unión estanca y resistente entre los granos del terreno.

La congelación de un suelo se debe a la transferencia de frigorías desde un fluido a baja temperatura al terreno a través de una sonda: el agua en contacto con la sonda se transforma en hielo formando una envoltura de terreno congelado alrededor de la sonda, que se espesa con el tiempo, lo cual permite realizar barreras estancas y resistentes.



Evolución del frente con el tiempo: 3 días (amarillo), 7 días (rojo), 14 días (azul).>

2. Campos de aplicación

Las características esenciales del procedimiento en relación con otras técnicas de contención o de tratamiento de suelos son:

- el carácter temporal del tratamiento; por lo tanto, no hay modificaciones permanentes del subsuelo y de la hidrología natural,
- la técnica es aplicable a todos los terrenos acuíferos o húmedos. Ciertas aplicaciones prevén incluso la inyección de agua cuando el terreno carece de nivel freático,

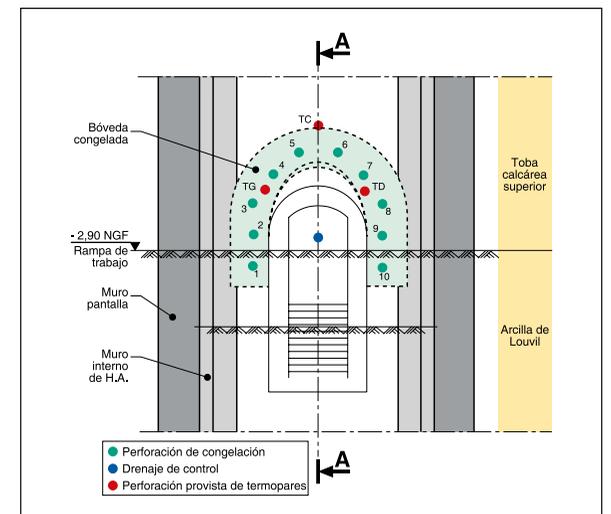
- la estanqueidad obtenida es completa, lo que elimina los problemas de bombeo-tratamiento de las aguas y de abatimiento eventual exterior.

En caso de circulación natural de agua o de terrenos muy abiertos resulta necesaria una preinyección.

Los ámbitos de aplicación más habituales son los pozos de mina, los ramales de unión entre túneles, los nichos y el paso de galerías debajo de obras sensibles.



FRANCIA - Metro de Lille - Línea 2
Excavación debajo de la bóveda congelada en dirección del túnel en construcción



Implantación de las perforaciones - Vista desde el Pozo de Bomberos

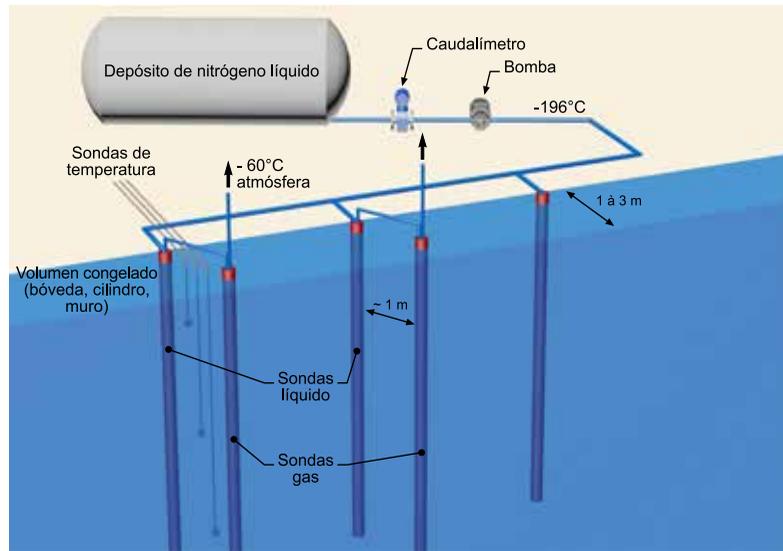
3. Técnicas utilizadas

Para la congelación de los suelos se utilizan dos métodos principales:

El método de expansión directa, en circuito abierto

El fluido refrigerante es un líquido criogénico (nitrógeno líquido). Las frigorías provienen, por un lado, del calor de ebullición del líquido y, por otro, del calentamiento del gas (de -196 °C a aproximadamente -80 °C para el nitrógeno).

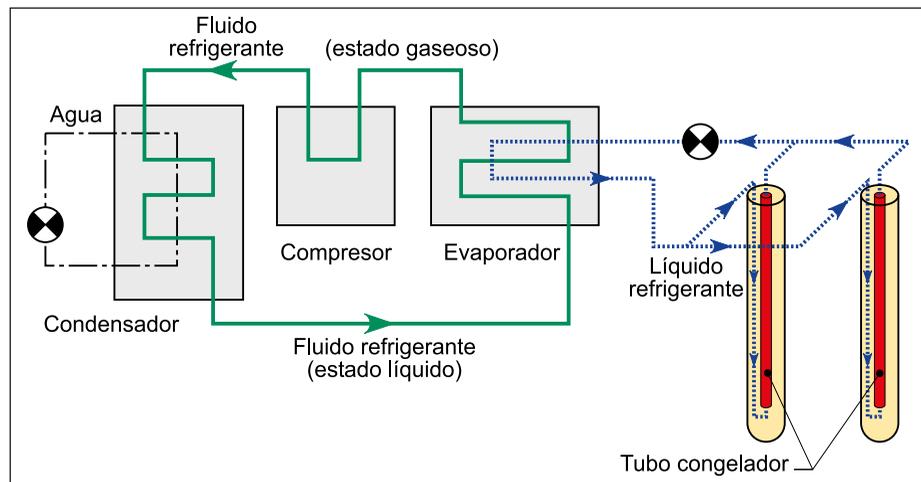
El nitrógeno gaseoso es expulsado hacia la atmósfera.



El método de doble intercambio, en circuito cerrado

(con grupo refrigerante)

La congelación del suelo se obtiene mediante la circulación de un fluido a baja temperatura (agua salada a -25 °C, -35 °C). Esta salmuera se enfría a través de un evaporador mediante un líquido criogénico (amoníaco, hidrofluorocarburos) pasando del estado líquido al estado gaseoso: a continuación, el gas es comprimido y licuado en un condensador. Después del calentamiento en las sondas de congelación, la salmuera retorna al grupo refrigerante para volver a enfriarse.



Circuito cerrado

La congelación dura unos días en el caso del nitrógeno líquido y unas semanas en el de la salmuera. Para congelaciones de larga duración, en general resulta más económico el empleo de salmuera (consumo eléctrico) que de nitrógeno (consumo de nitrógeno).

El nitrógeno es un gas inerte que constituye aproximadamente el 78% del aire, pero más denso que este último. Es necesario tomar precauciones específicas para evitar su acumulación en los lugares confinados debido al peligro de asfixia fulminante por falta de oxígeno.

Las resistencias del suelo congelado aumentan cuando la temperatura desciende y oscilan de 2 MPa para un limo a 10 MPa para una arena, a una temperatura de -10 °C.

Por el contrario, un terreno congelado, igual que el hielo, está sujeto a deformación plástica bajo carga.

El control de la congelación se realiza mediante la medición de las temperaturas del macizo que es necesario congelar, a través de perforaciones provistas de sondas de temperatura.

En el caso de un recinto cerrado, se produce un incremento de la presión intersticial debido al aumento de volumen de la transformación de agua en hielo; entonces un piezómetro interior es un excelente indicador de cierre.

En los terrenos poco permeables, el aumento de volumen debido al paso del agua al estado de hielo, así como el fenómeno de succión criogénica (migración de agua hacia el frente de congelación), pueden provocar deformaciones que es necesario tener en cuenta en la elaboración de los proyectos, además de la pérdida posible de resistencia de los terrenos durante el deshielo (véase las barreras de deshielo para las carreteras).

4. Elaboración de un proyecto

Un proyecto de congelación comprende dos partes:

- Un cálculo térmico para determinar la evolución de las temperaturas en función del tiempo, teniendo en cuenta la malla de las perforaciones (en general de 1 a 2 m) y las condiciones en los límites (presencia de fuentes calientes, etc.). La utilización de programas informáticos específicos brinda una predicción detallada, permitiendo detectar durante los trabajos eventuales anomalías no previsibles.

- Un cálculo mecánico, teniendo en cuenta la especificación de la congelación: deformación plástica, hinchamiento y deshielo final.

En general, para estos dos enfoques resulta conveniente efectuar ensayos en laboratorio sobre muestras intactas para determinar a diferentes temperaturas las características térmicas del suelo, las presiones de hinchamiento y las resistencias instantáneas y diferidas.

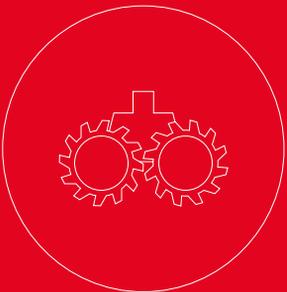
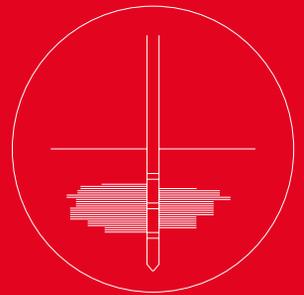
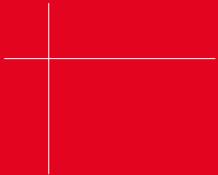
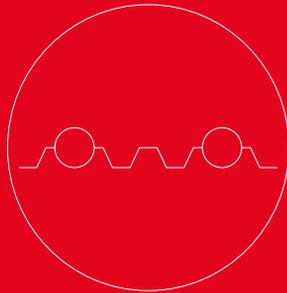
También es necesario conocer los movimientos eventuales de la napa, así como la calidad y la salinidad de las aguas.

Por último, un especialista en congelación de suelos debe elaborar el proyecto de ejecución.

Build on us*



SOLETANCHE BACHY



280 avenue Napoléon Bonaparte
92500 Rueil-Malmaison – Francia
Tel.: +33 (0)1 47 76 42 62

www.soletanche-bachy.com

Una empresa de



SOLETANCHE FREYSSINET